NGUYỄN NHƯ KHẢI - NGUYỄN BÌNH HÀ - PHẠM DUY HÒA

CẦU THÉP
BÊTÔNG CỐT THÉP LIÊN HỢP

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2011

LỜI NÓI ĐẦU

Trong ngành xây dựng cầu ở nước ta, vấn đề đưa bản bêtông cốt thép mặt cầu tham gia vào việc chịu uốn cùng với dầm thép đã được áp dụng từ nhiều năm về trước trong các cầu ôtô. Tuy nhiên do điều kiện khí hậu nóng ẩm và giải pháp bảo vệ đối với kết cấu thép nói chung cũng như cầu thép nói riêng vẫn còn có những hạn chế. Bên cạnh đó với xu thế tiếp nhận chuyển giao công nghệ cầu bêtông cốt thép ứng suất trước thi công theo các phương pháp đúc hẫng cân bằng, đúc đẩy đồng thời với yêu cầu cấp thiết là xây dựng các cầu vượt sông trên những quốc lộ, vì vậy các loại kết cấu nhịp thép chưa được chú ý nhiều. Trong tương lai, với những tiến bộ khoa học của ngành xây dựng cầu trên thế giới và những đòi hỏi phát triển giao thông, đặc biệt là giao thông nhiều tầng ở các đô thị lớn của nước ta, kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp với những ưu việt về kinh tế kỹ thuật của nó, chắc chắn sẽ có một vị trí quan trọng trong các công trình cầu.

Từ cuốn sách "Cầu thép bêtông cốt thép liên hợp" tác giả muốn giới thiệu những vấn đề về lý thuyết và cấu tạo của kết cấu nhịp loại này. Cuốn sách chứa đựng cả nội dung cơ bản lẫn chuyên sâu nhằm phục vụ cho công tác thiết kế cũng như nghiên cứu. Chúng tôi rất mong nhận được những ý kiến đóng góp để tái bản lần sau cuốn sách được hoàn thiện hơn.

Các tác giả

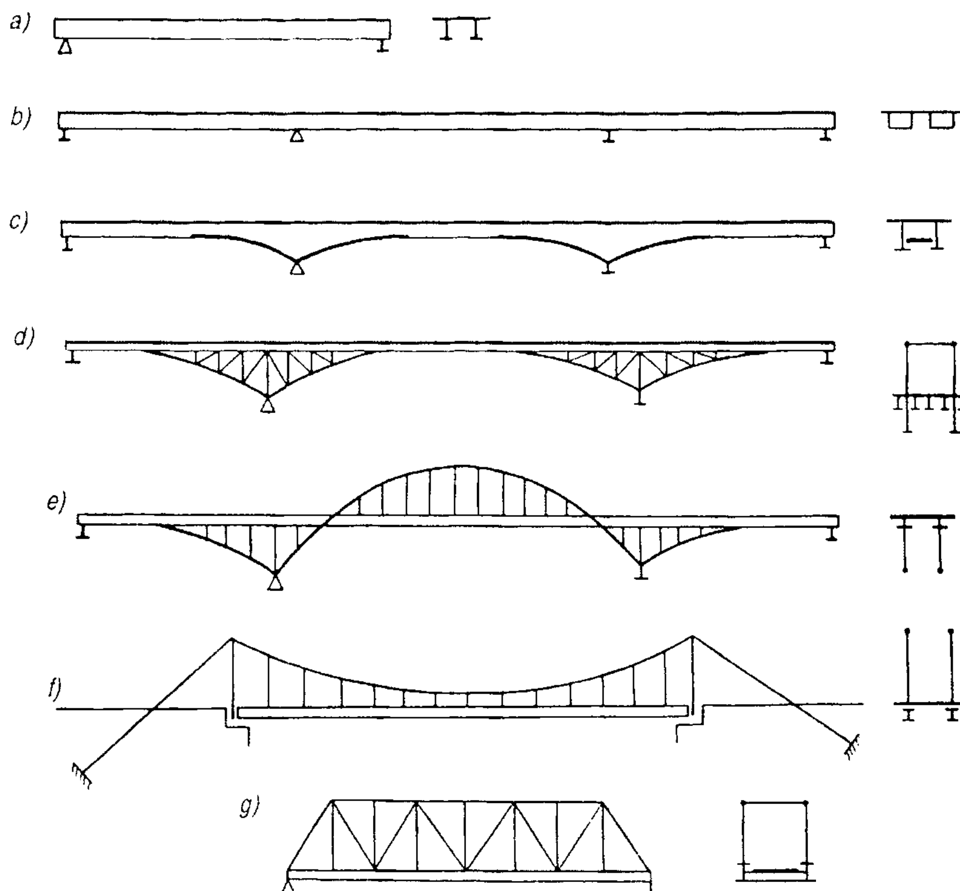
Chương I

KẾT CẤU NHỊP THÉP LIÊN HỢP VÀ ỨNG DỤNG VÀO NGÀNH XÂY DỰNG CẦU

1.1. SỰ XUẤT HIỆN VÀ PHÁT TRIỂN CỦA KẾT CẤU NHỊP THÉP BÊTÔNG CỐT THÉP LIÊN HỢP

Kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp là một trong những dạng kết cấu cầu được sử dụng khá phổ biến trên nhiều nước trong cầu ôtô và cả trong cầu xe lửa. Đó là kết cấu làm từ vật liệu thép và BTCT được liên kết chặt chẽ với nhau để cùng tham gia chịu lực. Vật liệu thép ở đây thường là các loại thép hình, vật liệu BTCT có thể là BTCT thường hoặc BTCT ứng suất trước.

Kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp hay gặp nhất dưới dạng dầm thép kết với bản BTCT mặt cầu. Dầm có thể làm dưới dạng dầm đơn giản khi nhịp nhỏ và vừa, hoặc dầm liên tục khi nhịp lớn. Kết cấu nhịp các dạng thức khác nhau như dàn, khung, vòm ít gặp hơn (hình 1-1).



Hình 1-1. Các dạng thức kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp.

Có thể coi kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp là loại trung gian giữa kết cấu nhịp thép và kết cấu nhịp BTCT.

Phân tích sự phát triển kỹ thuật của ngành xây dựng cầu cho thấy kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp được sản sinh từ ba xu hướng sau đây:

+ Sự ứng dụng ngày càng rộng rãi BTCT nhằm tiết kiệm thép;

+ Sự hoàn chỉnh phần mặt cầu, dùng mặt cầu bản BTCT, máng đá dăm BTCT (trong cầu xe lửa) có chất lượng sử dụng tốt và tuổi thọ cao;

+ Sự cố gắng tạo kết cấu nhịp thành một kết cấu không gian làm việc như một kết cấu toàn khối thống nhất chứ không phải là lắp ghép các kết cấu phẳng làm việc riêng rẽ.

Trong xây dựng dân dụng và công nghiệp cũng sử dụng kết cấu thép BTCT liên hợp. Một trong những xuất phát điểm của loại kết cấu này là kết cấu BTCT có cốt thép cứng vừa làm nhiệm vụ cốt thép chịu lực trong tiết diện, vừa làm nhiệm vụ thay thế dàn giáo trong quá trình thi công phần bê tông. Bên cạnh đó loại kết cấu này có khả năng chịu lửa, chịu tác động của môi trường xung quanh cao hơn và phần nào giảm bớt khối lượng thép sử dụng so với kết cấu thép đơn thuần. Kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp trong xây dựng thường được làm dưới dạng vì kèo, vòm mái che, sàn ngăn các tầng, cột nhà hình thức ống tròn nhồi bê tông.

1.2. PHÂN LOẠI VÀ CÁC HÌNH THỨC GÂY TẠO, ĐIỀU CHỈNH ỨNG SUẤT ĐỐI VỚI KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT LIÊN HỢP

1.2.1. Phân loại

Trong kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp, tỷ lệ giữa phần bêtông cốt thép và phần thép có thể khác nhau. Trong một số trường hợp vai trò phần thép khá nhỏ, chẳng hạn như kết cấu nhịp có bản mặt cầu bêtông cốt thép chỉ liên hợp với các dầm mặt cầu. Những kết cấu nhịp này chỉ đáng gọi là kết cấu nhịp thép. Ngược lại cũng có các kết cấu nhịp mà phần trọng lượng các thanh thép không liên hợp với bêtông rất nhỏ bé, như các thanh treo hoặc thanh xiên nối hệ vòm bêtông cốt thép với thanh kéo cũng bằng bêtông cốt thép. Loại kết cấu nhịp này gần như là kết cấu nhịp bêtông cốt thép đơn thuần.

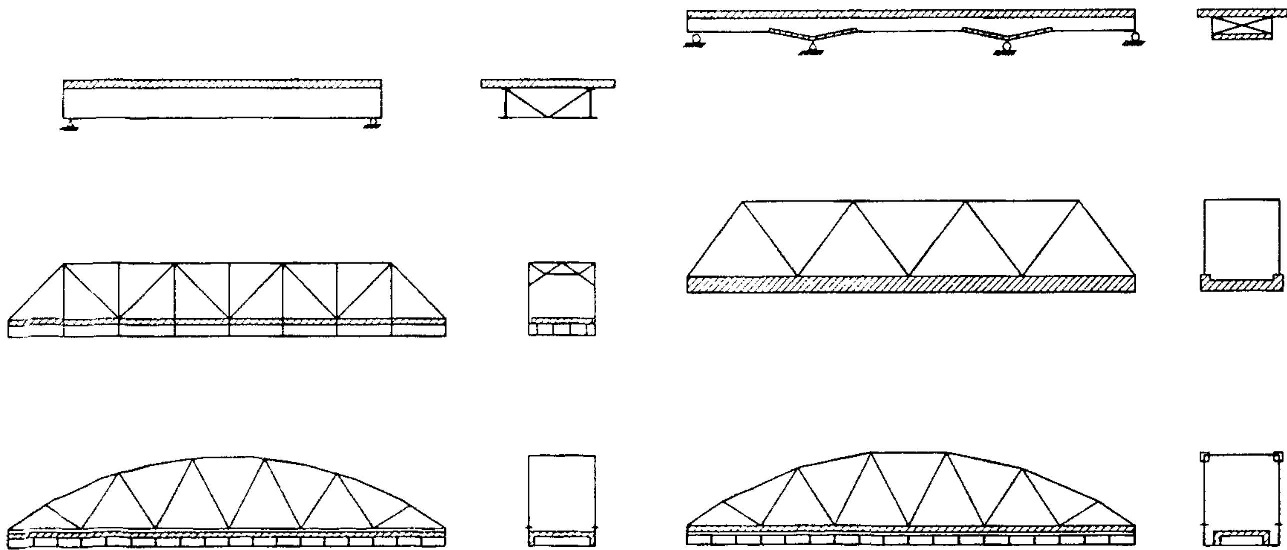
Xuất phát từ đó người ta thường phân chia mức độ của phần bêtông cốt thép trong kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp làm hai loại:

- Loại thứ nhất là những kết cấu nhịp chỉ có phần bản mặt cầu làm bằng bêtông cốt thép, còn các bộ phận khác hoàn toàn là thép. Trường hợp này kết cấu nhịp gần với kết cấu nhịp thép đơn thuần, bao gồm các dạng như (hình 1-2):

+ Dầm hoặc dàn cầu đi trên có bản mặt cầu bêtông cốt thép liên hợp với dầm hoặc dàn chủ;

+ Kết cấu nhịp đi dưới hoặc đi giữa có bản bêtông cốt thép mặt cầu liên hợp với hệ dầm mặt cầu, và hệ dầm mặt cầu này có thể cùng tham gia chịu lực với dàn chủ hoặc không;

+ Kết cấu nhịp đi dưới hoặc đi giữa có hệ mặt cầu hoàn toàn bằng bêtông cốt thép và thường cùng tham gia làm việc với dàn chủ.



Hình 1-2. Kết cấu nhịp có mặt cầu BTCT.

Hình 1-3. Kết cấu nhịp có bản mặt cầu và một số bộ phận làm bằng BTCT.

- Loại thứ hai là những kết cấu nhịp không những có phần mặt cầu mà có cả những bộ phận khác nữa làm bằng bêtông cốt thép. Trường hợp này kết cấu nhịp gần với kết cấu nhịp bêtông cốt thép hơn, bao gồm các dạng (hình 1-3):

+ Kết cấu nhịp cầu dầm đi trên, có bản bêtông cốt thép mặt cầu ở phía trên và bản mặt bêtông cốt thép ở cả mức biên dưới, cùng tham gia chịu lực với dầm chủ;

+ Kết cấu nhịp cầu dàn có hệ mặt cầu và dầm cứng hoặc thanh biên dưới cứng hoàn toàn bằng bêtông cốt thép;

+ Kết cấu nhịp có kết cấu mặt cầu là bêtông cốt thép và một số thanh, bộ phận khác không ở mức mặt cầu cũng bằng bêtông cốt thép.

Ngày nay trong ngành xây dựng cầu kết cấu nhịp dầm đặc có bản mặt cầu liên hợp hay được sử dụng hơn cả. Các loại khác ít được sử dụng.

1.2.2. Các cách gây tạo và điều chỉnh ứng suất

Mục đích của việc gây tạo và điều chỉnh ứng suất trong kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp là nhằm tận dụng sự làm việc của bêtông cốt thép, giảm bớt sự làm việc của phần thép và do đó tiết kiệm thép hơn.

Có nhiều cách gây tạo ứng suất và điều chỉnh ứng suất trong kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp. Áp dụng cách nào là tuỳ theo đặc điểm thi công kết cấu và sơ đồ, dạng thức của kết cấu. Trong tính toán kết cấu nhịp theo phương pháp trạng thái giới hạn, để tránh nhầm lẫn khi chọn lựa các trị số của hệ số tải trọng, người ta phân biệt giữa gây ứng suất trước và điều chỉnh ứng suất.

"Gây ứng suất trước" là tạo ra những nhân tố lực không phụ thuộc ở trọng lượng bản thân kết cấu. Chẳng hạn như biện pháp chất tải phụ hoặc dùng đối trọng đặt tạm thời hoặc vĩnh viễn để tạo ra trong kết cấu các nhân tố lực.

"Điều chỉnh ứng suất" là biện pháp đặc biệt để thay đổi hoặc phân phối lại nhân tố lực do trọng lượng bản thân của kết cấu, thực hiện bằng cách thay đổi sơ đồ làm việc của hệ thống trong quá trình thi công và chất tải bằng từng phần trọng lượng kết cấu, chứ không có những tác động đặc biệt nào khác.

1.2.2.1. Gây ứng suất trước có thể là:

+ Căng cốt thép, bó cáp hoặc các thanh để nén kết cấu.

+ Dùng kích để ép bản bêtông cốt thép.

+ Gây chuyển vị thẳng đứng hoặc chất tải phụ để phân phối lại nội lực giữa hai phần thép và phần bêtông cốt thép của tiết diện, ở đây phần kết cấu thép được gây vồng ngược lên khi chưa thi công bản bêtông cốt thép. Sau khi đã có sự liên hợp giữa hai phần thép và bêtông cốt thép thì cất bỏ các tác nhân tạo vồng ngược đi.

+ Cấu tạo đối trọng ở đoạn mút thừa của kết cấu nhịp.

+ Căng kéo thêm những bó neo cố tại gối, các dây cáp của kết cấu nhịp cầu treo và cầu dây văng.

1.2.2.2. Điều chỉnh ứng suất do trọng lượng bản thân kết cấu có thể là:

+ Cấu tạo khớp hoặc mối nối tạm thời trong các kết cấu siêu tĩnh;

+ Khi thi công thì để các nhịp biên của dầm liên tục làm việc như mút thừa. Sau khi kết cấu đã võng xuống dưới tác dụng của tải trọng do trọng lượng bản thân mới kê các gối ngoài cùng để kết cấu làm việc theo sơ đồ liên tục;

+ Sau khi tĩnh tải đã tác dụng hoàn toàn mới lắp thêm các thanh phụ thêm, chẳng hạn như trường hợp biến kết cấu dầm thành khung (trong hệ cầu dầm khung);

+ Thay đổi tỷ lệ giữa các phần tĩnh tải tác dụng lúc trước và sau khi liên hợp phần bêtông cốt thép với phần thép.

Thật ra vấn đề gây tạo ứng suất trước và điều chỉnh ứng suất có sự liên quan chặt chẽ với nhau, nhiều trường hợp khó và không cần thiết phải tách biệt và là một khâu phức tạp nhất trong việc thiết kế kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp, có tính quyết định tới mức độ hiệu quả của loại kết cấu này. Vì vậy, khi tiến hành thiết kế cần phải nghiên cứu kỹ vấn đề gây tạo ứng suất trước và điều chỉnh ứng suất, nếu không có thể dẫn đến những phức tạp trong thi công, kéo dài thời gian xây dựng và tăng cao giá thành công trình.

1.3. SO SÁNH VỀ PHƯƠNG DIỆN KINH TẾ - KỸ THUẬT KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT LIÊN HỢP

Về phương diện kinh tế - kỹ thuật kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp có những điểm rất đáng quan tâm khi so sánh với kết cấu nhịp thép đơn thuần và với kết cấu nhịp BTCT.

Cần phải nói rằng khái niệm hiệu quả kinh tế kỹ thuật của công trình cầu là điều khá phức tạp. Đề cập tới hiệu quả kinh tế kỹ thuật thông thường người ta nghĩ tới giá thành tổng hợp của công trình bao gồm cả phần chi phí khai thác, nhân công, thiết bị xây dựng và thời hạn thi công. Bên cạnh đó cũng phải chú ý tới chất lượng khai thác và hình dáng bề ngoài của công trình. Trong hoàn cảnh khi đất nước ta sản lượng và công nghệ sản xuất thép còn rất hạn chế thì cũng cần phải xem xét tới vấn đề tiết kiệm vật liệu thép sử dụng.

Nhìn chung kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp khi mang so sánh với các kết cấu nhịp thép đơn thuần và kết cấu nhịp BTCT có thể thấy những ưu điểm và nhược điểm như sau:

Đối với kết cấu nhịp thép có mặt cầu bêtông cốt thép thì nếu sử dụng mặt cầu liên hợp sẽ tiết kiệm thép khoảng 15 ÷ 20%. Thêm vào đó có sự liên kết chặt chẽ giữa mặt cầu và kết cấu nhịp, độ cứng của kết cấu cũng được gia tăng. Trong cầu xe lửa có mặt cầu là tà vẹt gỗ đặt trực tiếp, tuy tĩnh tải hệ mặt cầu có phần nhẹ hơn phương án bản bêtông cốt thép liên hợp trên đó đặt tại ray qua đệm cao su, song mặt cầu bản bêtông cốt thép liên hợp giảm được chi phí sửa chữa bảo quản, giữ được vệ sinh cho không gian dưới cầu. Ngoài ra độ cứng trong cả phương đứng và phương ngang của kết cấu nhịp cũng tăng hơn.

Đối với nhịp bêtông cốt thép thì loại kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp chỉ ở phần mặt cầu thường tốn thép hơn từ khoảng 1,5 ÷ 3 lần. Nhịp càng lớn thì sự chênh lệch về khối lượng thép sử dụng càng giảm bớt đi do tĩnh tải trọng lượng bản thân kết cấu nhịp bêtông cốt thép tăng rất nhiều. Kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp cả ở phần mặt cầu lẫn các phân tố chịu lực chính có thể chỉ tốn thép xấp xỉ như đối với kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép đơn thuần, trong khi đó khối lượng bêtông sử dụng ít hơn. Tuy nhiên trong trường hợp này có vấn đề phải bảo quản chống rỉ tốt cho những phần thép không có bêtông bao bọc.

Chương II

CẤU TẠO KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT LIÊN HỢP

2.1. TIẾT DIỆN NGANG CỦA KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT LIÊN HỢP

Phần lớn các kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp được xây dựng dưới dạng cầu dầm có bản BTCT mặt cầu được liên kết với dầm thép và thuộc loại cầu đi trên. Đối với loại kết cấu nhịp này, vấn đề chính trong cấu tạo là chọn lựa số dầm chủ trong mặt cắt ngang cầu nếu dầm chủ có dạng chữ I hoặc số lượng các thành đứng của tiết diện dầm hộp. Cùng với sự tăng chiều dài nhịp hoặc giảm bề rộng của cầu thì việc giảm bớt số lượng dầm chủ là hợp lý.

Có hai khuynh hướng giải quyết số lượng dầm trong mặt cắt ngang cầu:

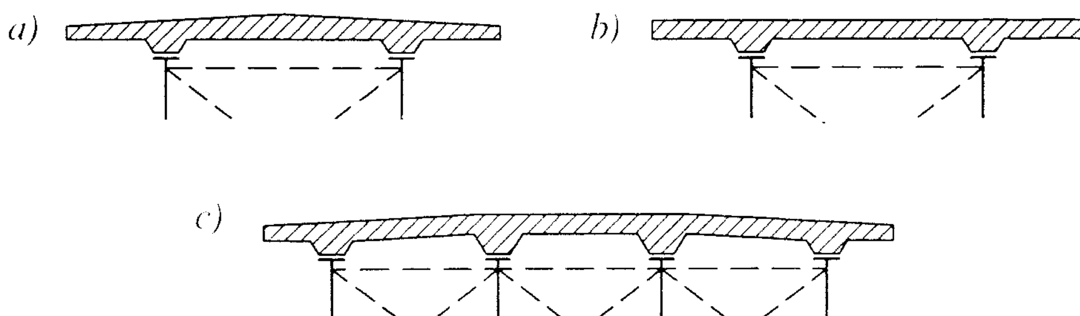
+ Tập trung thép vào số lượng ít dầm chủ (thường là hai) khi đó sẽ phải cấu tạo các dầm hệ mặt cầu.

+ Dùng nhiều dầm chủ để đơn giản kết cấu mặt cầu, đặt bản trực tiếp lên dầm chủ. Do số lượng nhiều nên dầm chủ tương đối nhỏ và cấu tạo có thể đơn giản hơn.

Ngày nay khi nhịp lớn thường dùng phương án hai dầm chủ. Tuy nhiên khi cầu có bề rộng lớn, nhất là cầu thành phố, lại phải chọn phương án nhiều dầm. Cầu xe lửa một tuyến hầu hết chỉ có làm hai dầm chủ.

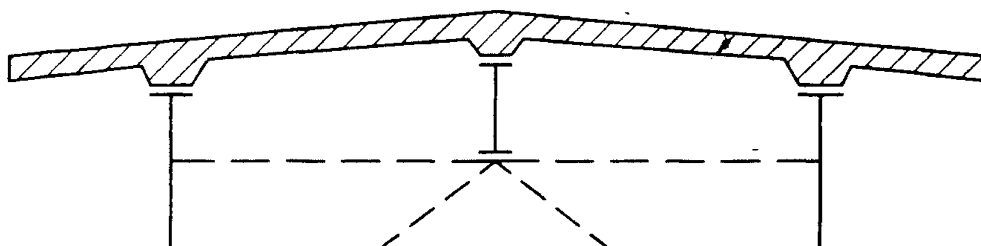
Khoảng cách giữa các dầm chủ được xác định theo điều kiện kinh tế nhất, liên quan tới cả phần mặt cầu. Đối với cầu xe lửa thường xác định theo điều kiện độ cứng ngang và vấn đề thống nhất các kích thước của kết cấu nhịp định hình, chẳng hạn nhịp trong khoảng 33m ÷ 66m, bề rộng của máng đá dăm là 4m và khoảng cách giữa các dầm chủ trong phạm vi 2,00 ÷ 2,50m.

Bản mặt cầu ôtô khi chỉ có hai dầm chủ có thể làm bề dày không đổi hoặc thay đổi, làm bề dày thay đổi thì không phải cấu tạo lớp tạo độ dốc ngang cầu (hình 2-1a, b).



Hình 2-1. Bản mặt cầu ô tô.

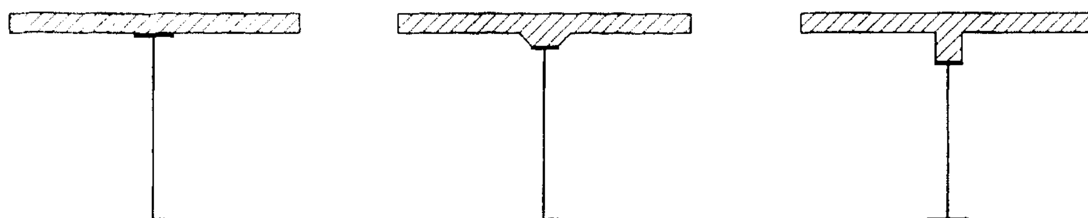
Trường hợp có nhiều dầm thường bản có bề dày không đổi mà thay đổi chiều cao vút để tạo độ dốc ngang (hình 2-1c). Đặt bản mặt cầu trực tiếp lên dầm chủ là đơn giản nhất. Nhưng nếu khoảng cách giữa các dầm chủ lớn hơn 5÷6m, thường bố trí dầm dọc dầm ngang mặt cầu - dầm dọc có thể kê trên hệ dằng ngang của dầm chủ (hình 2-2).



Hình 2-2. Bản mặt cầu kê lên dầm dọc và dầm chủ.

Bản mặt cầu cũng có thể vừa kê lên các dầm ngang và các dầm chủ, làm việc theo bản kê 4 cạnh.

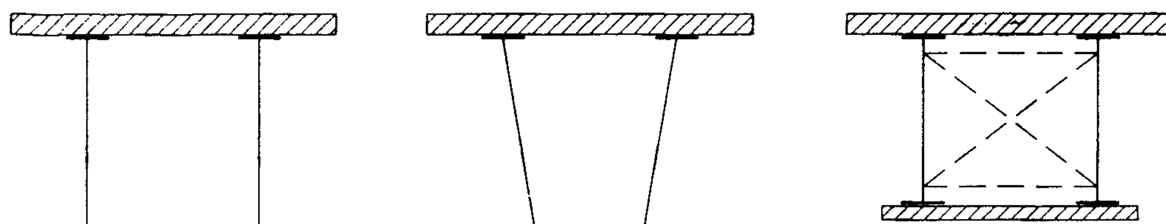
Tiết diện dầm thép liên hợp với bản bêtông cốt thép thường gặp là tiết diện chữ I (hình 2-3). Bản bêtông có thể không có vút, có vút hoặc trong một số trường hợp còn cấu tạo thêm sườn. Bản không có vút thì ván khuôn đơn giản, bản có vút để giải quyết tạo dốc ngang cầu và chịu mômen gối tốt hơn, bản có sườn phát huy chiều cao làm việc của tiết diện liên hợp. Tuy nhiên tăng sườn bêtông lên một chừng mực nào sẽ không kinh tế vì thi công khó khăn phức tạp, mặt khác ảnh hưởng nhiệt độ thay đổi không có lợi.



Hình 2-3. Tiết diện dầm thép bêtông cốt thép liên hợp.

Dầm thép cấu tạo tiết diện không đối xứng khi chịu mômen dương; khi mômen âm thì làm tiết diện đối xứng. Chiều cao dầm liên hợp bằng khoảng 80% chiều cao dầm thép đơn thuần cùng chịu tải trọng như nhau.

Trong một số trường hợp người ta làm dầm tiết diện hình hộp (hình 2-4)



Hình 2-4. Dầm có tiết diện hình hộp.

Đối với loại tiết diện này sườn dầm và phần đáy hộp thường làm bằng thép, tuy nhiên phần đáy hộp (biên dưới dầm) cũng có khi làm bằng BTCT ở khu vực dầm chịu mômen âm,

chẳng hạn ở khu vực gối giữa các cầu liên tục. Sườn dầm có thể cấu tạo là các tấm thép thẳng đứng hoặc bố trí xiên làm thành tiết diện hình thanh. Trong những năm gần đây người ta còn làm sườn dầm kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp bằng các tấm thép hình sóng hoặc tấm thép gập thay cho tấm thép phẳng thông thường (xem ở phần dưới).

2.2. KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT THÔNG THƯỜNG

Người ta dùng thuật ngữ kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp thông thường để chỉ các kết cấu không có sự gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất.

Ngoài những đặc điểm về cấu tạo đã nêu ở mục trên, nói chung phần thép kết nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp cũng giống như kết cấu nhịp thép đơn thuần.

Do có bản bêtông tham gia chịu lực nên chiều cao dầm thép ở đây nhỏ hơn; với kết cấu nhịp đơn giản $\frac{h}{l} = \frac{1}{16} \div \frac{1}{25}$ và đối với kết cấu liên tục hoặc mút thừa tỷ số đó còn nhỏ hơn nữa, với nhịp dưới 100m $\frac{h}{l} = \frac{1}{20} \div \frac{1}{30}$; với nhịp trên 100m $\frac{h}{l} = \frac{1}{40} \div \frac{1}{50}$ và tại gối $\frac{h}{l} = \frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$. Bản bêtông thông thường dày 14 ÷ 16 cm, khi khoảng cách giữa các dầm lớn 5 ÷ 6m có thể tới 20 ÷ 22cm hoặc hơn nữa.

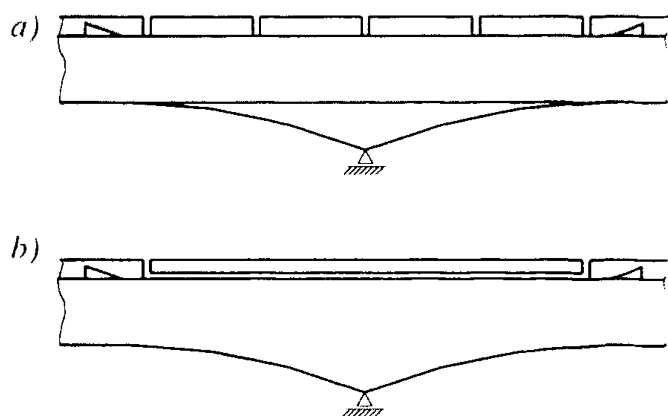
Đối với kết cấu nhịp đơn giản, bản bêtông cốt thép nằm ở biên trên hoàn toàn chỉ làm việc chịu ép nên cấu tạo không có gì đặc biệt. Trong kết cấu nhịp liên tục và mút thừa, ở khu vực mômen âm bản BTCT ở trên sẽ rơi vào khu vực chịu kéo, về mặt cấu tạo phải có cách xử lý riêng. Có mấy biện pháp giải quyết sau:

1. Cấu tạo các mối biến dạng để loại bỏ sự làm việc của bản bêtông cốt thép;

+ Dùng những mối ngang cách nhau khoảng vài mét (hình 2-5a). Cách này có nhược điểm là nhiều khe biến dạng.

+ Tạo mối nối dọc giữa bản BTCT và dầm thép. Giữa khe này phải nhét một loại vật liệu dính, sao cho có thể biến dạng trượt được đồng thời để bảo vệ thép không rỉ (hình 2-5b). Về mặt cấu tạo và bảo quản mối biến dạng này rất phức tạp.

Ở ranh giới phần bản tham gia làm việc phải có các neo tăng cường để chịu lực trượt ở đoạn cuối.



Hình 2-5. *Bố trí mối biến dạng.*

2. Vẫn cấu tạo bình thường, nhưng khi tính toán thì không kể sự làm việc của bêtông.

Neo liên kết có thể vẫn bố trí hoặc đôi khi không có mà coi lực trượt truyền qua sự dính kết và ma sát giữa bản BTCT và dầm, không cấu tạo mối biến dạng. Biện pháp này đã thử áp dụng trong một số cầu do Phân viện thiết kế cầu đường Liên Xô tại Ki-ép thực hiện, nhưng sau phải loại bỏ vì xuất hiện các vết nứt trên bản không cho phép.

3. Bố trí cốt thép trong bản để chịu kéo và tính toán đảm bảo hạn chế khe nứt. Biện pháp này tuy có tốn thêm ít cốt thép bố trí vào bản, song được bù lại là giảm bớt thép biên trên của dầm thép. Hàm lượng cốt thép thường chỉ độ 1-2%.

4. Vừa dùng cốt thép chịu kéo bố trí trong bản, vừa cấu tạo khe biến dạng giữa bản và dầm thép, đây có thể coi là kết hợp của biện pháp 1 và 3. Bản BTCT ở đây làm việc như một thanh căng phụ do đó tiết kiệm thép được 5 ÷ 7%.

Nói chung các biện pháp đều có một nhược điểm lớn là phải giải quyết nối cốt thép trong trường hợp bản lắp ghép.

2.3. KẾT CẤU NHỊP THÉP BÊTÔNG CỐT THÉP LIÊN HỢP CÓ SỰ GÂY TẠO VÀ ĐIỀU CHỈNH ỨNG SUẤT

Kết cấu nhịp có gây tạo và điều chỉnh ứng suất cũng phân chia làm hai loại: loại gây tạo và điều chỉnh ứng suất nhưng không cần phải căng các bó cốt thép cường độ cao và loại gây ứng suất trước nhờ căng cốt thép cường độ cao.

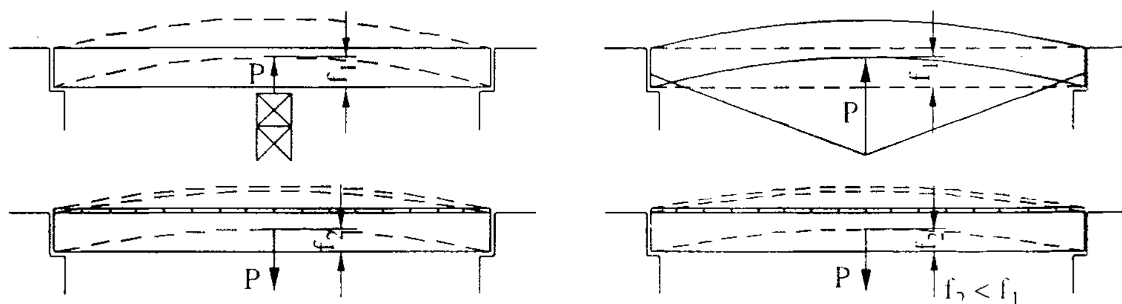
2.3.1. Kết cấu nhịp có gây tạo điều chỉnh ứng suất nhưng không dùng biện pháp căng cốt thép cường độ cao

Cấu tạo của các loại kết cấu nhịp loại này về cơ bản không có gì đặc biệt. Phương pháp gây tạo và điều chỉnh ứng suất được thực hiện nhờ các biện pháp kỹ thuật trong quá trình thi công, sau khi đã xây dựng hoàn chỉnh công trình thì sơ đồ và cấu tạo của kết cấu về cơ bản không khác so với kết cấu thép bêtông cốt thép thông thường.

Các biện pháp kỹ thuật để gây tạo điều chỉnh ứng suất tuỳ theo kết cấu nhịp đơn giản, liên tục hoặc mút thừa sẽ có đặc điểm riêng.

- *Kết cấu nhịp đơn giản:* Kết cấu nhịp liên hợp đơn giản không lo phải đảm bảo chống nứt cho bản nên gây ứng suất trước chỉ nhằm tận dụng sự làm việc chịu ép của bêtông, giảm nhẹ sự làm việc của phần thép và do đó tiết kiệm thép. Biện pháp thường nhằm tạo nên sự uốn ngược của phần kết cấu thép trước khi liên hợp với bản bêtông cốt thép, sau khi đã liên hợp thì loại bỏ nguyên nhân tác động gây tạo uốn ngược. Điều đó có thể thực hiện bằng cách kích từ các trụ tạm, lao dầm trên trụ tạm có cao độ cao hơn một chút, dùng thanh căng tạm thời (hình 2-6).

Theo số liệu nghiên cứu của Dronov A. A, biện pháp gây ứng suất trước như vậy có thể tiết kiệm tới 30% thép. Ở đây cần chú ý là khi chiều dài nhịp lớn thì hiệu quả kém đi (vì dầm thép to lên nên ảnh hưởng của bản giảm), và biện pháp dùng thanh căng tạm phải có nhiều nhịp để dùng thanh căng luân chuyển nhiều lần.

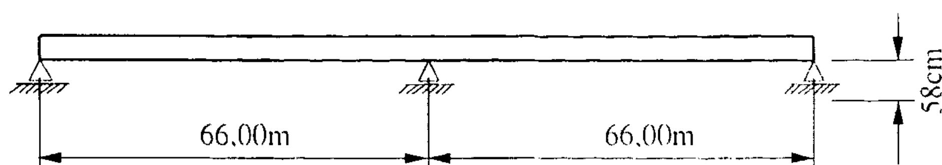


Hình 2-6. Điều chỉnh ứng suất trong kết cấu nhịp dầm đơn giản.

Kết cấu nhịp liên tục và mút thừa: Biện pháp gây tạo và điều chỉnh ứng suất ở đây vừa để tiết kiệm thép đồng thời cũng để giải quyết chống nứt cho phần bản nằm ở khu vực mômen âm do hoạt tải.

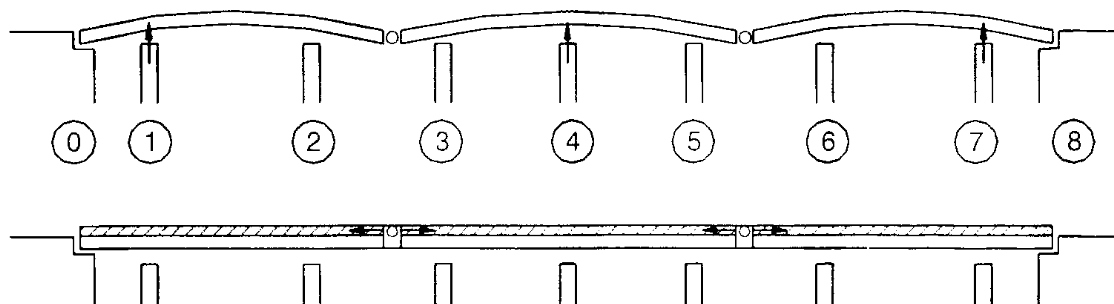
Thông thường phương pháp điều chỉnh mômen uốn do tĩnh tải có lợi hơn trong kết cấu liên tục. Có thể đối với dầm chiều cao thay đổi thì nên tăng mômen âm ở gối và giảm mômen dương ở nhịp bằng cách kích lên tại các gối giữa (hoặc hạ thấp các gối ngoài), hoặc khi lắp ráp và đổ bêtông bản thì cấu tạo các khớp tạm thời biến thành sơ đồ kết cấu mút thừa sau sẽ biến trở về kết cấu liên tục. Người ta cũng dùng kích ngang để ép bản bêtông cốt thép và dùng chất tải phụ để gây tạo và điều chỉnh ứng suất.

Một cầu ở Nga do Viện thiết kế Lêningrát xây năm 1961, sau khi lao dầm thép đã hạ 2 gối ngoài xuống 58cm, lắp bản mặt cầu và liên hợp lại, sau lại kích trả về 58cm (hình 2-7). Làm như vậy không những ép bản bêtông cốt thép mà còn điều chỉnh được ứng suất do mômen âm giảm đi nhờ ứng suất do mômen dương.



Hình 2-7. Hạ gối biên để điều chỉnh ứng suất

Trong cầu qua thung lũng Lindbach (CHLB Đức) có sơ đồ 8 × 37,5m = 300m. Người ta cấu tạo 2 khớp tạm biến kết cấu nhịp thành 3 đoạn. Tại các trụ 1, 4, 7 chỉ cần kích cao lên 0,30m, trong khi đó nếu để cả chiều dài 300m phải kích tại gối giữa lên tới 4,5m tức là gấp 15 lần. Sau khi đặt bản và liên hợp lại hạ các trụ 1, 4, 7, về vị trí cũ (hình 2-8).



Hình 2-8. Cầu qua thung lũng Lindbach

Sau đó, người ta đặt kích ngang ở bản để ép bản và tạo ra mômen tại tiết diện mà khi hạ xuống các trụ 1, 4, 7 chưa đạt đủ.

2.3.2. Gây tạo ứng suất trước bằng biện pháp căng cốt thép cường độ cao

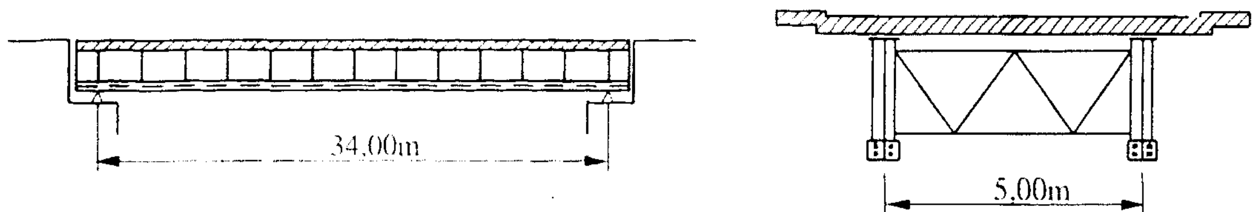
Kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp có gây tạo ứng suất trước bằng biện pháp căng cốt thép cường độ cao không những có ưu điểm về kinh tế kỹ thuật như đã nói ở trên mà còn có đặc điểm tốt nữa là tiết kiệm thép đến mức tối đa, vì khi đó một phần thép đã được thay thế bằng thép cường độ cao.

Có thể chia ra các loại sau:

- Kết cấu có bó cốt thép cường độ cao làm nhiệm vụ thanh căng:

Trong trường hợp này bó cốt thép hoàn toàn nằm ngoài BTCT và chỉ liên kết ở các dầm (neo ở các đầu), hoặc thêm một số điểm tựa tại chỗ uốn cong, không có sự dính kết với kết cấu. Để chống rỉ có thể bọc các bó cốt thép bằng nhựa đường, composit... Trên hình 2-9 là cầu qua kênh Neckan ở CHLB Đức. Giải pháp này cho phép tiết kiệm thép 25÷37%.

Trong các cầu liên tục bó cốt thép có thể uốn lên xuống.

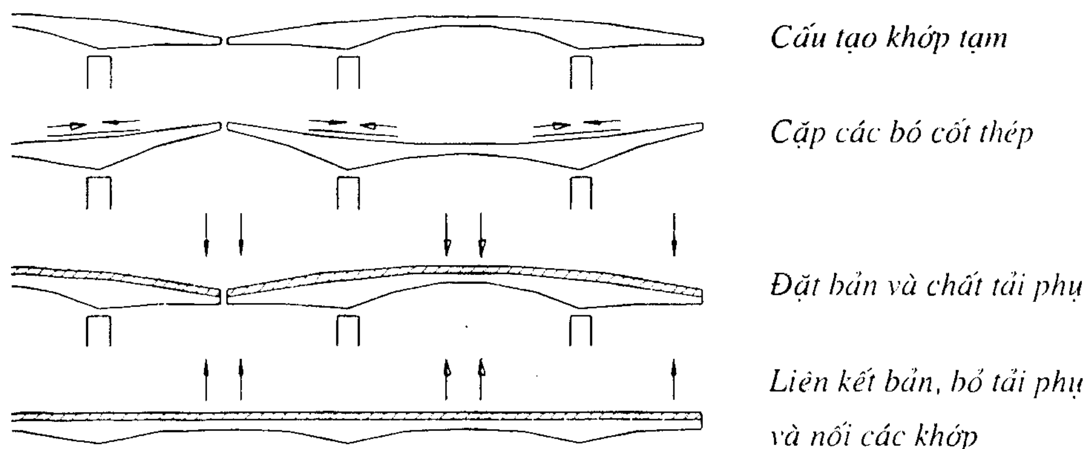


***Hình 2-9.** Cầu qua Kênh Neckan*

- Kết cấu có cốt thép cường độ cao dính kết nhưng chỉ ép dầm thép:

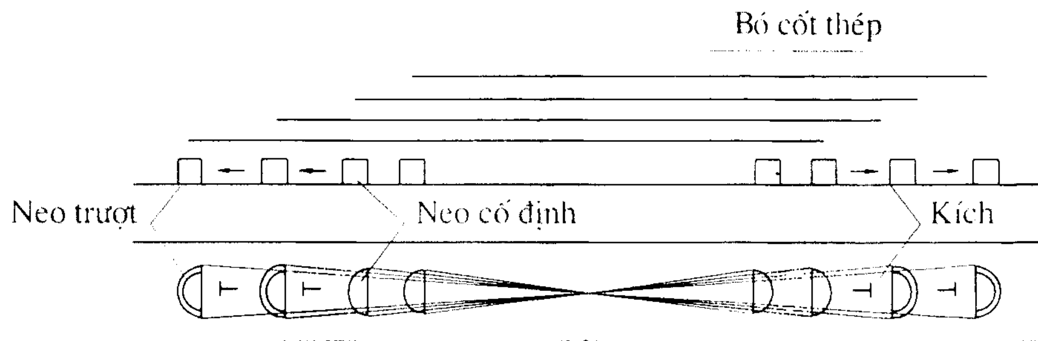
Dạng kết cấu này do các nhà xây dựng cầu Xô Viết đề xuất (N.A.Slovinsky, G.D.Popov). Các bó sợi cốt thép cao cấp được căng ở trên mặt dầm thép trong khu vực mômen âm, và chỉ truyền lực ép lên dầm thép. Khe và rãnh chừa trên bản lắp ghép ở vị trí các bó thép sẽ được đổ bêtông, nhưng bản BTCT lại được ép trước bằng các biện pháp khác.

Cầu ở Novokouznesk qua sông Tom là một số ví dụ: sơ đồ nhịp 73m + 3 × 109m + 73m (hình 2-10).



***Hình 2-10.** Gây tạo ứng suất trong cầu ở Novokouznesk.*

Các bó cốt thép rải theo hình số 8, một đầu neo cố định, một đầu căng bằng kích thuỷ lực qua các neo trượt (hình 2-11).

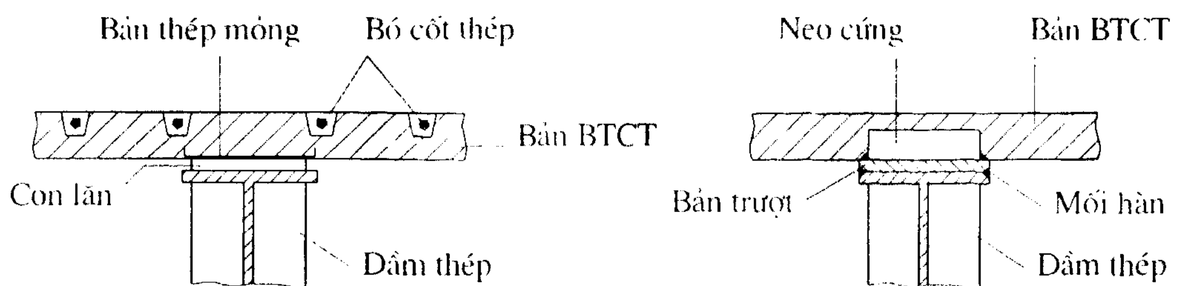


***Hình 2-11**. Sơ đồ bố trí neo và kích*

- Kết cấu có cốt thép cường độ cao dính kết nhưng chỉ ép bản BTCT:

Trong trường hợp này tuỳ theo phương pháp thi công bản BTCT là lắp ghép hay đổ tại chỗ mà có thể có giải quyết căng cốt thép theo kiểu tương tự dầm BTCT căng sau hoặc căng trước. Nếu căng trước thì có thể dùng dầm thép làm bệ căng.

Ở đây cần chú ý giải quyết vấn đề bản trượt tự do trên mặt dầm thép khi căng cốt thép; Thường người ta dùng những con lăn nhỏ, sau đó sẽ phun vữa kín vào khe giữa bản và dầm. Cũng có thể dùng bản thép trượt trên mặt dầm sau hàn liền lại (hình 2-12).



***Hình 2-12**. Cấu tạo chỗ tiếp giáp giữa bản và dầm khi căng cốt thép*

- Kết cấu có cốt thép cường độ cao ép toàn bộ tiết diện liên hợp:

Trường hợp này các bó cốt thép có thể nằm trong bản (các rãnh chừa sẵn) và đôi khi nằm ngoài trên phần dầm thép. Để giảm bớt lực trượt ở đầu neo cốt thép, nên phân bố một số bó cốt thép neo ở bản, một số neo vào dầm.

Loại kết cấu này có ưu điểm:

+ Tiết kiệm thép nhiều hơn vì thay được nhiều thép bằng cốt thép cường độ cao;

+ Không cần cấu tạo các bộ phận để cho bản và dầm trượt tự do đối với nhau;

+ Phân bố cốt thép dễ dàng, không phải tập trung ngay trên phạm vi dầm thép như các loại trên.

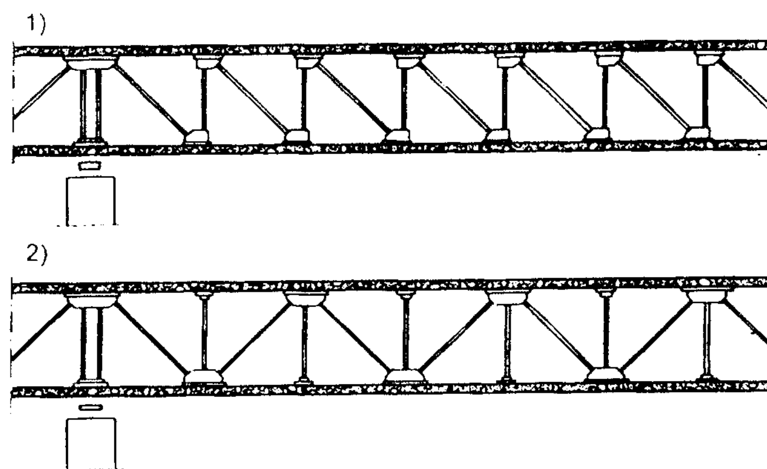
Kết cấu này vừa gây ứng suất trong thép, vừa trong BTCT nên hiệu quả cao hơn so với kết cấu thép ứng suất trước. Vì trong dầm thép đơn thuần không thể tạo được lực ứng suất trước lớn (hạn chế bởi ổn định của biên chịu ép), ở đây nhờ có bản BTCT nên cho khả năng tạo lực ứng suất trước tốt hơn.

2.4. KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT LIÊN HỢP CÁC HỆ KHÔNG PHẢI LÀ CẦU DẦM

Như ở trên đã nói, phần lớn các kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp là cầu dầm. Tuy nhiên trong những năm gần đây có xây dựng một số cầu dạng dàn, vòm, dây văng,... mang màu sắc kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp.

Bên cạnh đó cũng cần phải nói tới một vấn đề là khái niệm liên hợp thép và BTCT thông thường được hiểu là hai loại vật liệu tham gia làm việc cùng nhau trong một tiết diện của phân tố kết cấu. Nhưng trong sự phát triển của ngành xây dựng cầu, ngày nay còn xuất hiện sự liên hợp của hai loại vật liệu này trên các đoạn chiều dài kết cấu nhịp. Ý tưởng này thể hiện trong các cầu kiểu ExtraDosed được xây dựng ở một số nước phát triển, chẳng hạn như cầu Ibigawa ở Nhật Bản, có đoạn giữa nhịp làm tiết diện hộp thép, còn lại là các đoạn dầm hộp BTCT với mục đích giảm bớt tĩnh tải ở phần giữa nhịp, nơi có tung độ đường ảnh hưởng nội lực lớn. Như vậy kết cấu này cũng là loại thép BTCT liên hợp nhưng theo chiều dài.

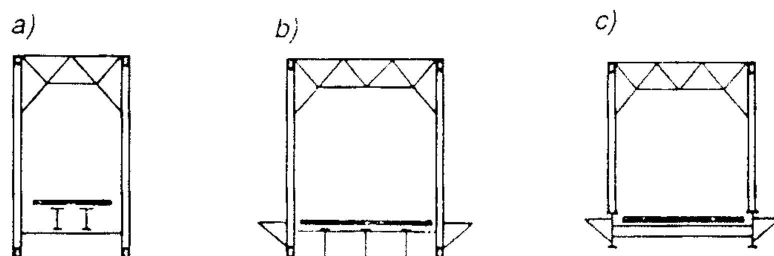
Kết cấu thép BTCT liên hợp cũng hay được áp dụng trong cầu dàn (hình 2-13). Cầu dàn có mặt cầu đi trên sử dụng bản BTCT mặt cầu liên hợp với thanh biên trên dàn chủ chịu nén mang lại những hiệu quả đáng kể. Các thanh dàn làm việc với lực dọc do đó phát huy được khả năng chịu lực của BTCT thay thế phần thép của tiết diện thanh. Đặc biệt là độ cứng của thanh tăng lên nhiều do đó tăng cường vấn đề ổn định, mặc dù các thanh biên trên này còn phải làm việc chịu uốn do bánh xe của hoạt tải trực tiếp đè lên. Trong cầu dàn liên tục, bản BTCT được liên hợp với cả biên trên và biên dưới của kết cấu nhịp.



Hình 2-13. Kết cấu nhịp dàn thép BTCT liên hợp

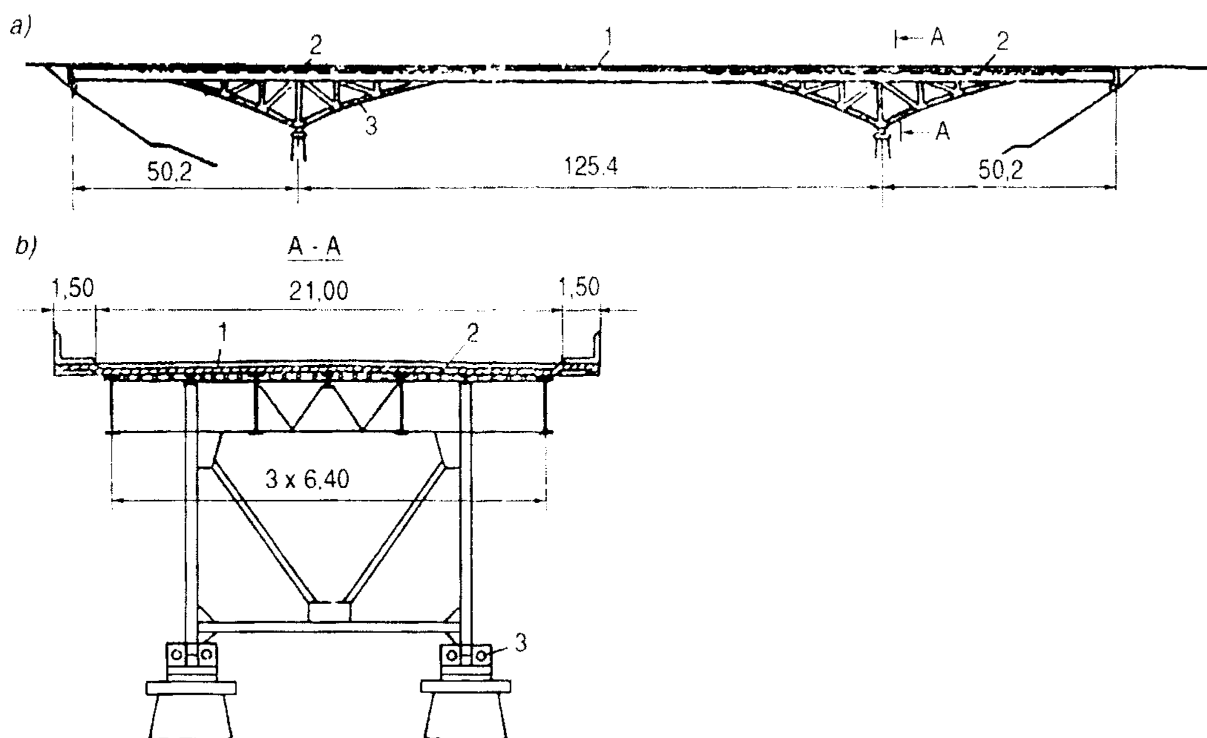
Do rằng tiết diện thanh dàn làm việc với lực dọc cho nên neo liên kết giữa phần BTCT và phần thép chủ yếu cấu tạo ở vị trí các nút dàn, điều đó cũng cho phép xử lý dễ dàng hơn khi cần loại bỏ sự tham gia chịu lực của bản BTCT trong những thanh dàn làm việc chịu kéo.

Đối với kết cấu nhịp cầu dàn, nhiều trường hợp người ta chỉ thực hiện giải pháp liên hợp phần mặt cầu (hình 2-14)



Hình 2-14. *Sơ đồ mặt cắt ngang kết cấu nhịp dàn chỉ liên hợp phần mặt cầu.*

Trên hình 2-15 là sơ đồ cầu hệ thống liên hợp làm từ kết cấu thép BTCT liên hợp. Ở đây dầm cứng của hệ liên hợp được liên kết với bản BTCT mặt cầu. Thanh biên dẻo đỡ dưới của hệ làm từ BTCT có tiết diện ống tròn. Ở các đoạn trên trụ giữa có cấu tạo các bó cáp để gây ứng lực trước trong tiết diện dầm cứng BTCT liên hợp.



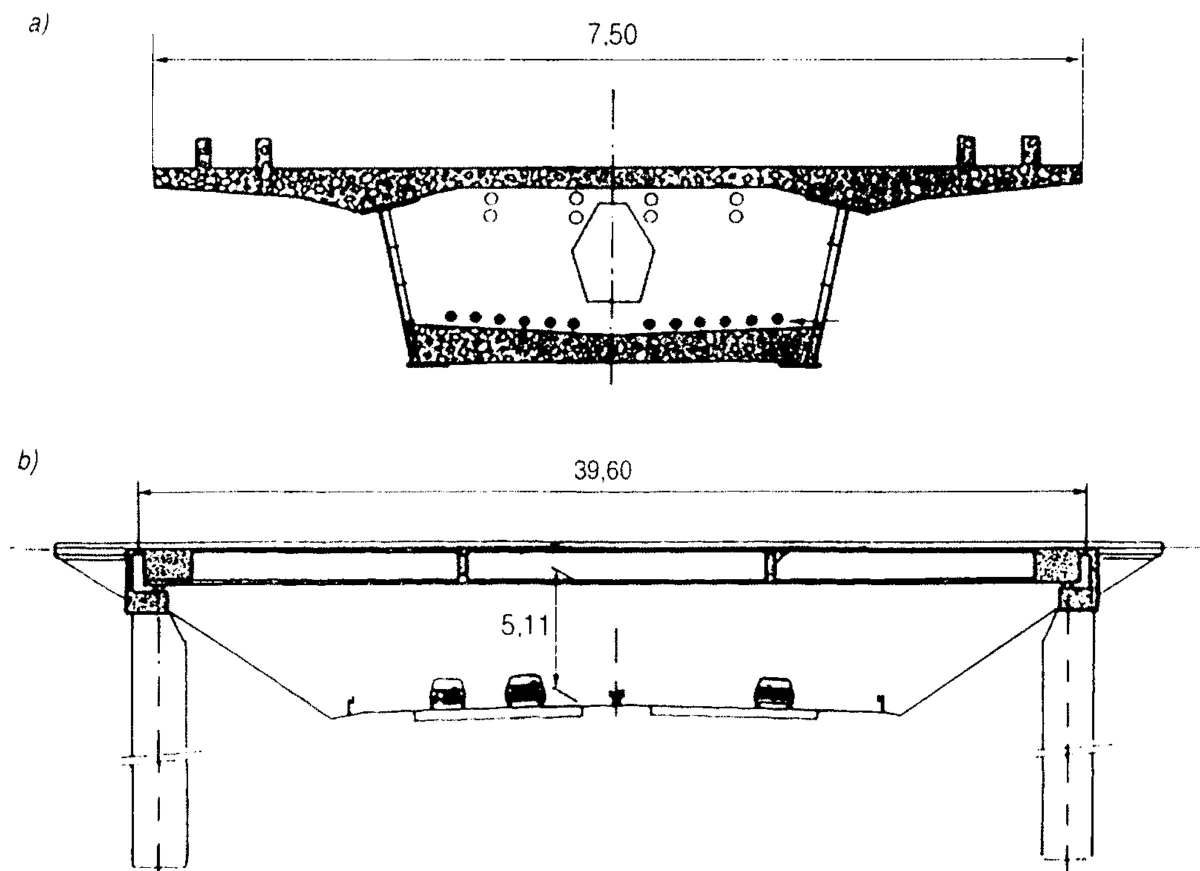
Hình 2-15. *Kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp áp dụng trong cầu hệ liên hợp*

2.5. MỘT SỐ CẦU CÓ KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT LIÊN HỢP

Năm 1958 theo thiết kế của Viện Lengiprotransmost (Liên Xô cũ), cầu dầm thép BTCT liên hợp nhịp giản đơn trên đường ôtô bắc qua sông Ê-nit-xây (Nga) với chiều dài 87,2m đã được xây dựng.

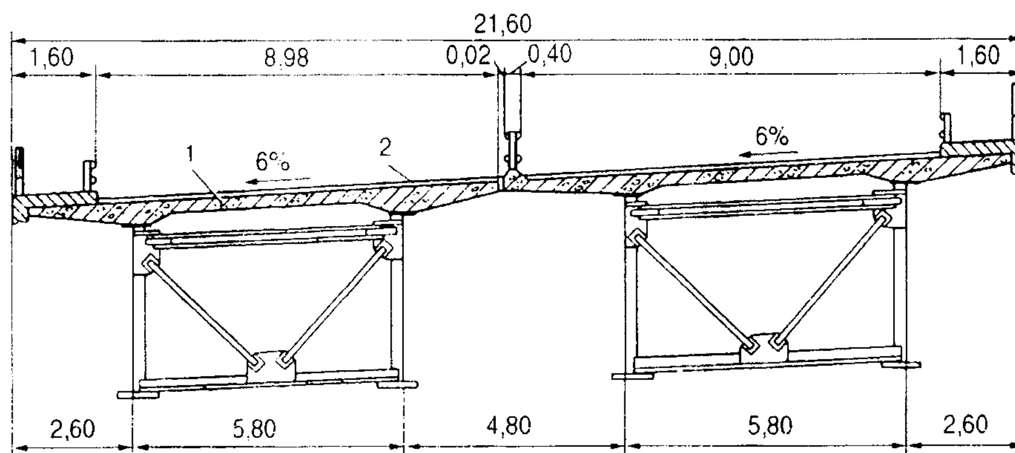
Cầu vượt qua đường Salbris (hình 2-16) có nhịp đơn giản 36,6m, nhưng được cấu tạo bản BTCT ứng suất trước ở cả biên trên và biên dưới dầm. Mặt cắt ngang dầm có tiết

diện hình hộp với sườn dầm làm từ tấm thép phẳng có các sườn tăng cường đứng và ngang liên kết bằng mối hàn. Bản BTCT bên dưới được cấu tạo một phần là do cầu được thi công theo phương pháp đẩy và các bó cốt thép UST được căng ngoài một số là tạm thời trong quá trình thi công.



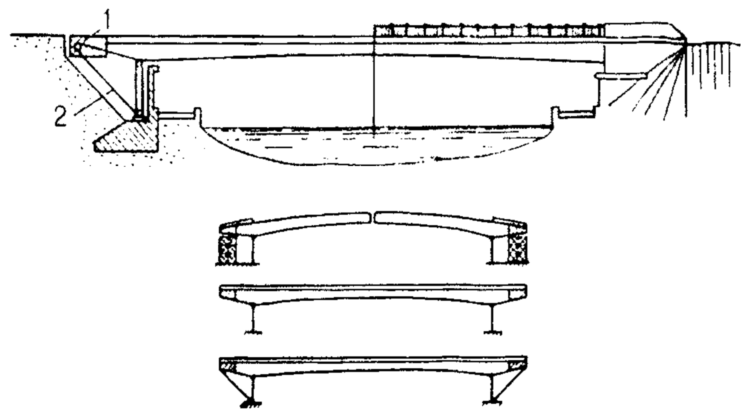
Hình 2-16. Cầu Salbris (a- Tiết diện ngang cầu; b- Cắt dọc)

Cầu Geschnitztalbruke ở Áo có sơ đồ 70 + 5 × 84 + 70m nằm trên đoạn đường cong bán kính R = 600m, tiết diện là dầm I có chiều cao không đổi h = 3,5m, bản mặt BTCT mặt cầu đúc toàn khối dày từ 23cm ÷ 38cm (hình 2-17). Trong khu vực momen âm của dầm bản BTCT không liên kết với dầm thép nhờ cấu tạo mối nối dọc và ngăn cách với phạm vi bản làm việc chịu nén bằng các khe nối theo phương ngang cầu.



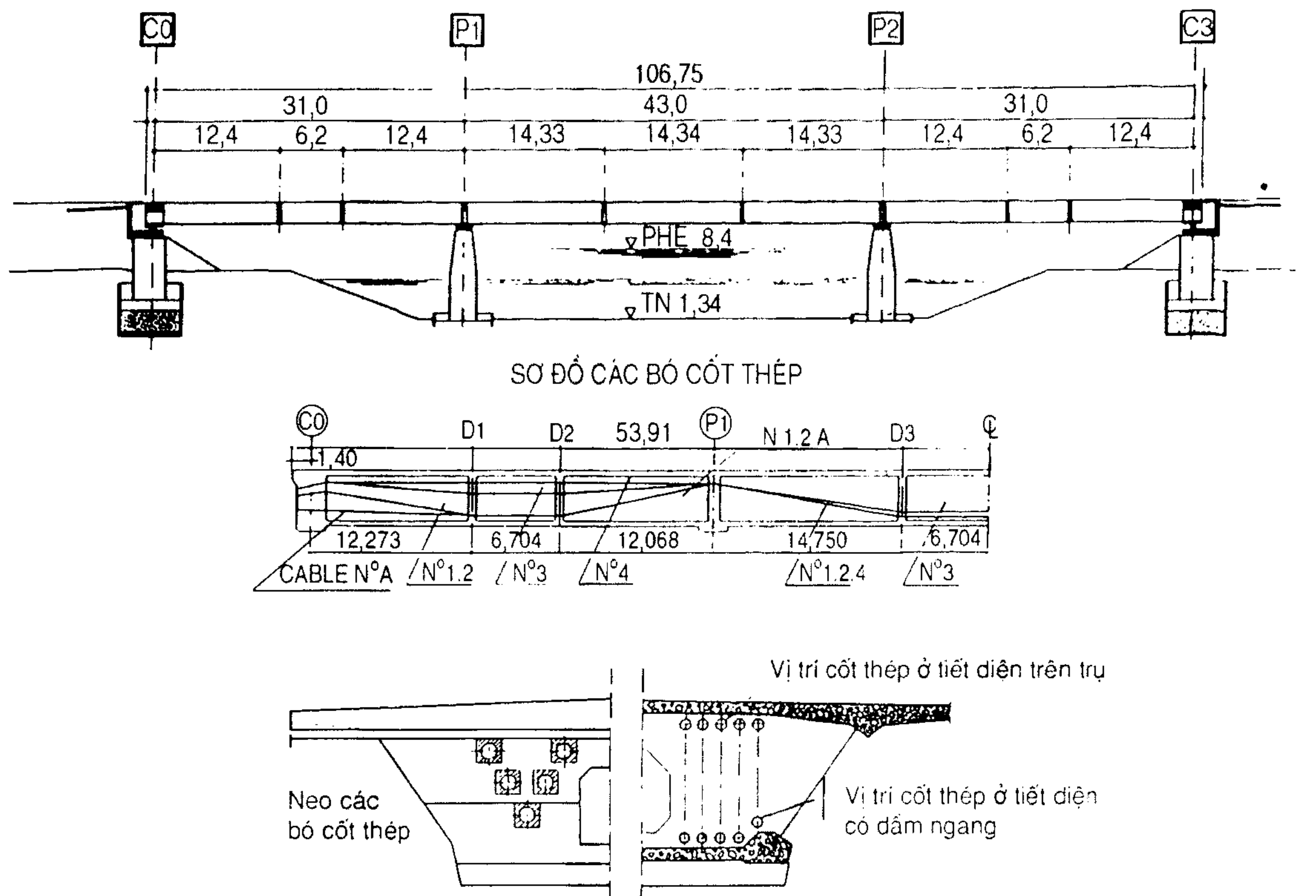
Hình 2-17. Mặt cắt ngang cầu Geschnitztalbruke

Dạng kết cấu nhịp khung mút thừa lần đầu tiên được ứng dụng cho cầu Pêtrorski ở thành phố Kiép (Ucraina) vào năm 1949. Tuy nhiên cầu loại này có nhịp lớn nhất dài 121m là cầu bắc qua kênh Volga-Đôn mang tên V.I.Lênin (hình 2-18). Đặc điểm của cầu này là khi thi công lắp hẫng dầm thép từ hai bên bờ, có chất đối trọng ở phần mút thừa, do đó mômen dương ở giữa nhịp giảm gần bằng 0. Đầu mút thừa được ghì xuống bằng thanh kéo xiên mảnh biến hệ thành kết cấu khung.



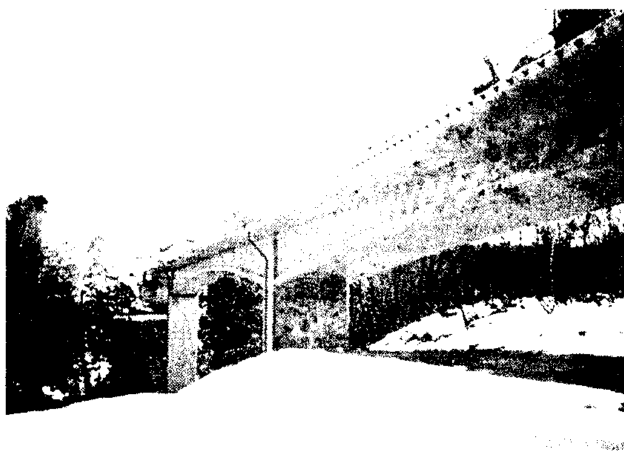
Hình 2-18. Cầu khung mút thừa qua kênh Volga- Đôn

Cầu Cognac (Pháp) là cầu đầu tiên trên thế giới áp dụng ý tưởng thay thế sườn dầm bằng thép tấm hình sóng. Cầu có sơ đồ liên tục ba nhịp 31 + 43 + 31m (hình 2-19), bề rộng cầu 11,7m, sườn dầm bố trí nghiêng và cấu tạo từ thép tấm hình sóng, cốt thép ứng suất trước được bố trí trong bản bêtông. Theo phương dọc cầu có các bó cốt thép ứng suất trước căng ngoài, các dầm ngang được cấu tạo đồng thời làm nhiệm vụ điểm tựa chuyển hướng cho các bó cốt thép căng ngoài.



Hình 2-19. Cầu Cognac

Cầu Hontani (Nhật Bản) có kết cấu nhịp khung liên tục ba nhịp 44 + 97 + 56m, bề rộng cầu 11,4m, xây dựng năm 1998 (hình 2-20) liên kết giữa bản BTCT với sườn dầm thép bằng cách cấu tạo cốt thép bản đặt xuyên qua các lỗ tấm sườn dầm mà không phải sử dụng bản biên.



Hình 2-20. Cầu Hontani



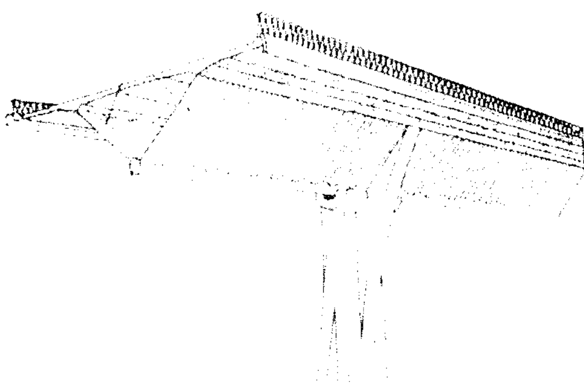
Hình 2-21. Cầu Dole

Trên hình 2-21 là toàn cảnh cầu Dole (Pháp), kết cấu dầm liên tục với tổng chiều dài 497,0m, chiều dài nhịp chính 80m, chiều rộng cầu 14,5m, hoàn thành xây dựng năm 1994.

Cũng giống như cầu Hontani, cầu Dole được thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng, có bản trên và dưới bằng BTCT UST và sườn dầm từ thép tấm hình sóng.

Cầu Maupre ở Pháp có mặt cắt ngang rất đặc thù (hình 2-22), là cầu dầm liên tục với sơ đồ 40,95 + 44,10 + 47,25 + 50,40 + 53,35 + 47,25 + 49,50m, bề rộng cầu là 12m, sườn dầm cũng là thép tấm hình sóng.

a)



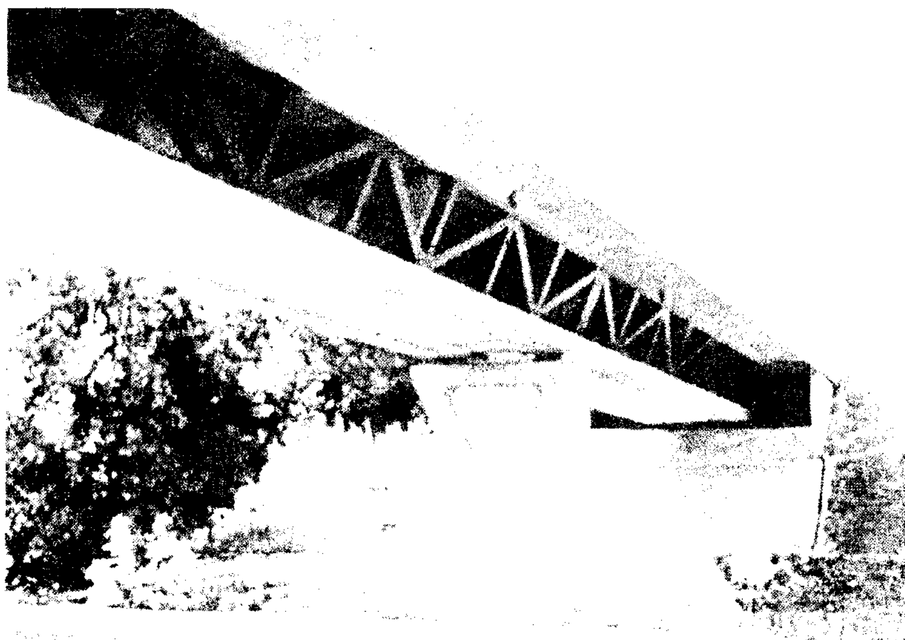
b)



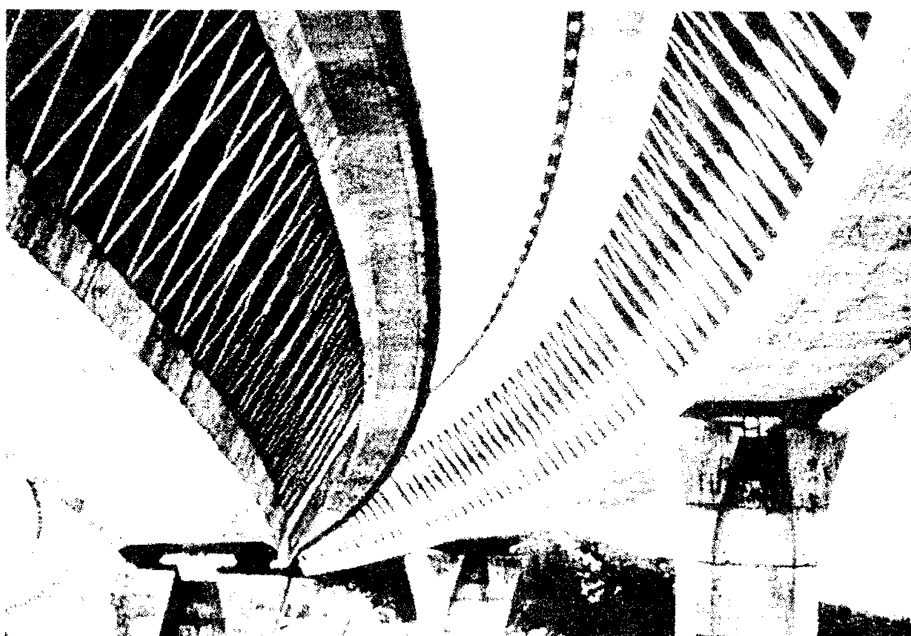
Hình 2-22. Cầu Maupre

Có trường hợp người ta không cấu tạo sườn dầm đặc mà làm thành hệ thanh như dàn, đó là kết cấu nhịp cầu Ac-boa (Pháp) được xây dựng năm 1986, cầu Sylan (Pháp), cầu Tomigaoa (Nhật Bản) (hình 2-23).

a)



b)



c)



Hình 2-23. *Một số cầu có các hệ thanh thay thế tấm sườn dầm*

a) Cầu Ac-boa; b) Cầu Sylan; c) Cầu Tomigaoa

2.6. NEO LIÊN KẾT BẢN BTCT VỚI KẾT CẤU THÉP

Neo liên kết bản BTCT với phần thép trong kết cấu thép BTCT liên hợp là một chi tiết cấu tạo quan trọng và đặc thù của loại kết cấu này. Neo chống lại sự trượt và tách giữa tấm BTCT với kết cấu thép dưới tác động của tải trọng, sự thay đổi nhiệt độ, hiện tượng co ngót của bêtông, đảm bảo sự làm việc đồng thời của tiết diện liên hợp hai loại vật liệu.

Để liên kết bản BTCT với phần kết cấu thép có những dạng neo cơ bản sau đây đã được sử dụng:

+ Neo cứng;

+ Neo mềm;

+ Neo làm từ các đoạn thanh tròn hay gọi là neo cốt thép;

+ Neo bằng bu lông cường độ cao;

+ Neo pec-fô-bôn làm từ các bản thép có khoét lỗ.

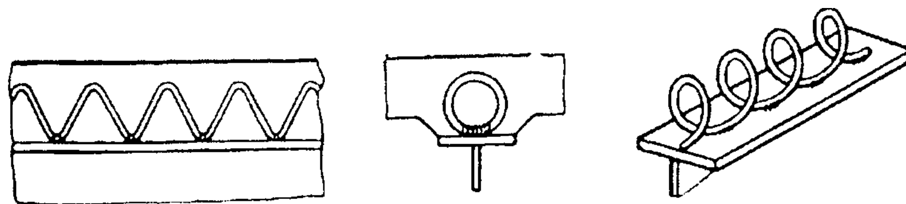
Trên cơ sở các dạng neo cơ bản này có thể chế tạo ra các kiểu neo khác phù hợp tính chất của công trình.

Đối với neo cứng sự truyền lực giữa hai phần bêtông và thép trực tiếp qua mặt bêtông tiếp xúc giữa bêtông và cánh neo, bêtông có những biến dạng nén cục bộ. Nếu độ cứng của neo giảm dần thì sẽ chuyển thành neo mềm.

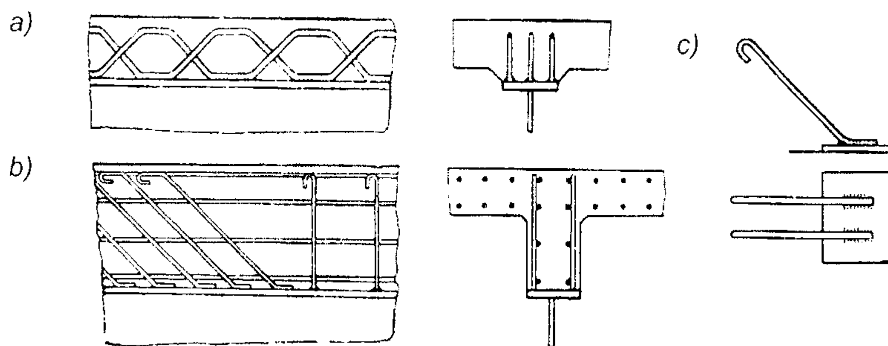
Đối với neo cốt thép bố trí nghiêng theo chiều tác dụng của lực trượt thì sự dính bám bề mặt bêtông với cốt thép chống lại lực đó, giảm đi sự ép mặt trong bêtông.

2.6.1. Neo bằng cốt thép

Năm 1939 ở Thụy Sỹ hệ thống neo "Alpha" đã được cấp bằng phát minh. Cấu tạo của loại neo này là các đoạn cốt thép xoắn ốc hàn đính và biên trên của dầm thép (hình 2-24). Về sau neo cốt thép xoắn ốc được thay thế bằng các kiểu neo cốt thép uốn theo hình ziczac, các đoạn cốt thép đặt nghiêng hay đặt đứng như cốt thép xiên và cốt thép đai hàn đính vào biên trên dầm thép (hình 2-25).



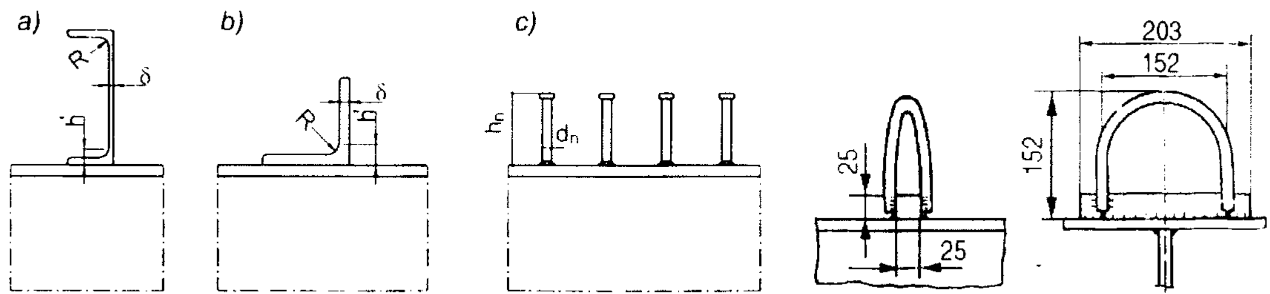
Hình 2-24. Neo hệ thống "Alpha"



Hình 2-25. Một số kiểu neo cốt thép.

2.6.2. Neo mềm

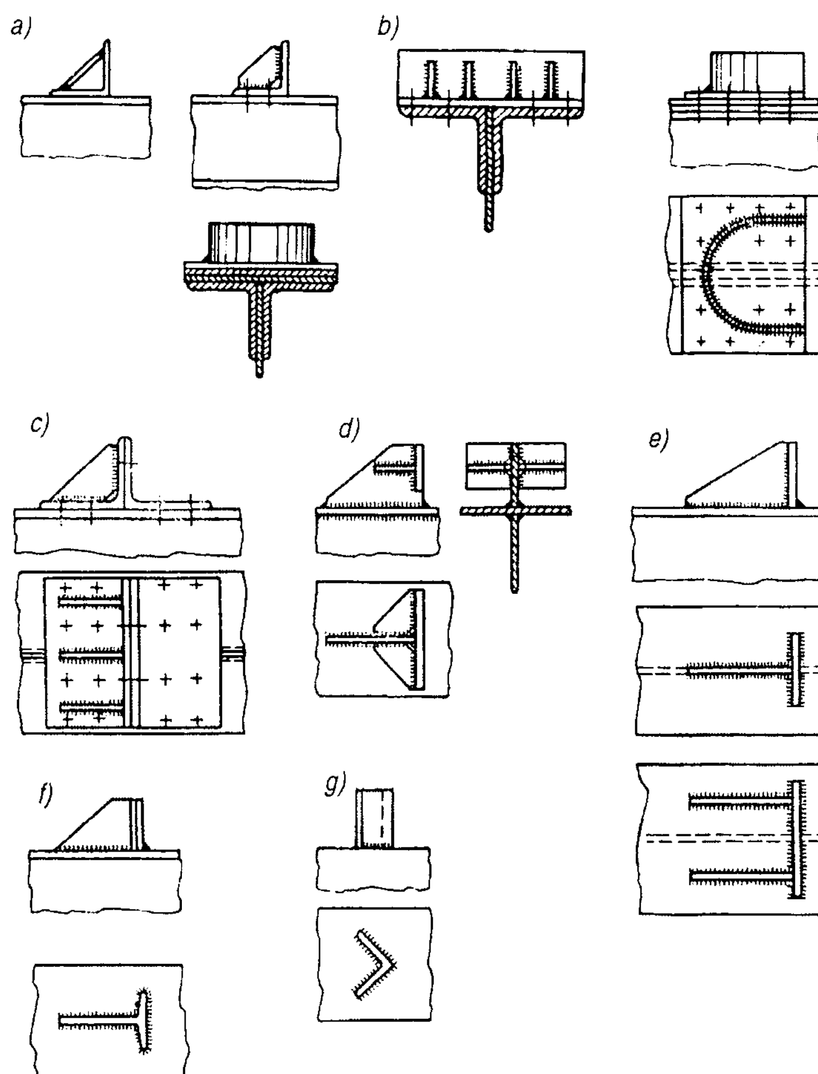
Neo mềm có thể là các thanh thép tròn có mũ được hàn dính vào mặt biên dầm thép hoặc các đoạn cốt thép hình quai sanh các đoạn thép hình L,I (hình 2-26)



***Hình 2-26**. Một số dạng neo mềm*

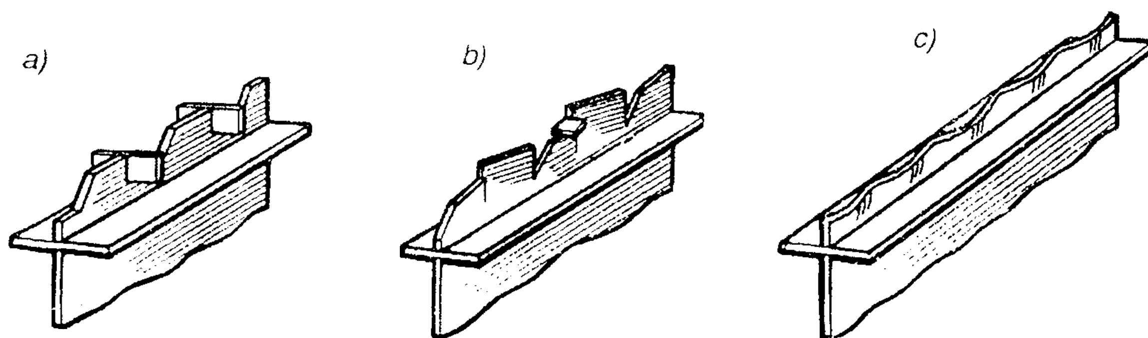
2.6.3. Neo cứng

Neo cứng xuất hiện đầu tiên tại Liên Xô cũ và được ứng dụng khá rộng rãi. Các neo này thường làm từ các đoạn thép góc có hàn thêm các sườn tăng cường hoặc các đoạn thép hình khác nhau (hình 2-27).



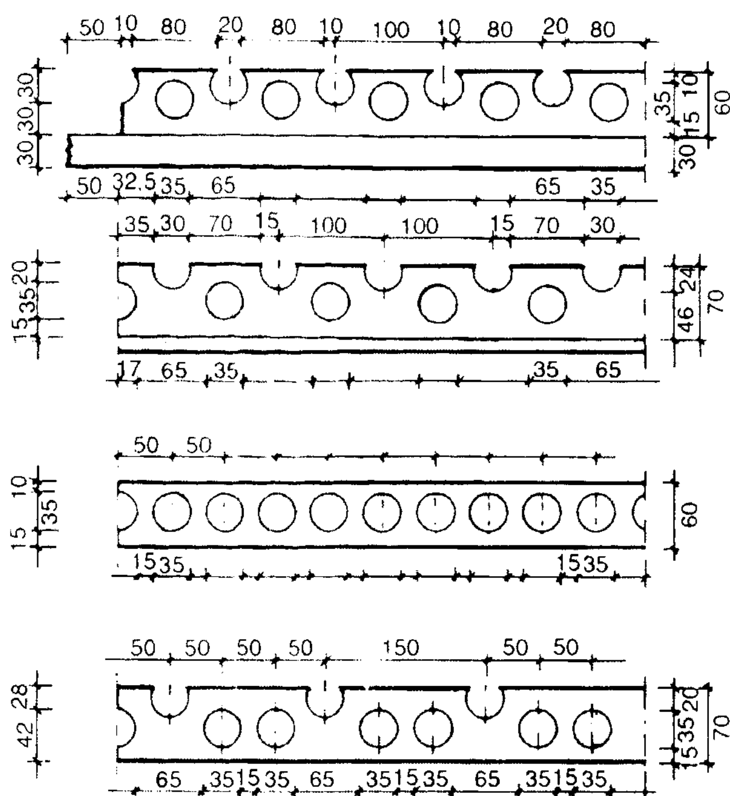
***Hình 2-27**. Một số dạng neo cứng*

Trong những năm 50 của thế kỷ trước tại Tiệp Khắc đã áp dụng loại neo cứng liên tục như trên hình 2-28a. Sau đó Boida, Kulis và Poretrin đã đưa ra các dạng neo liên tục hình 2-28b và hình 2-28c.



Hình 2-28. Một số dạng neo liên tục

Ưu điểm chủ yếu của loại neo cứng là không sợ bị hư hại trong quá trình vận chuyển lao lắp dầm thép. Tuy nhiên nếu thi công bản BTCT lắp ghép thì có điều phức tạp là phải chừa chỗ để bố trí neo. Bên cạnh đó cũng cần chú ý là đối với các loại neo như trên hình 2-27 sẽ có ứng suất tập trung lớn và dễ gây nứt trên đỉnh neo.



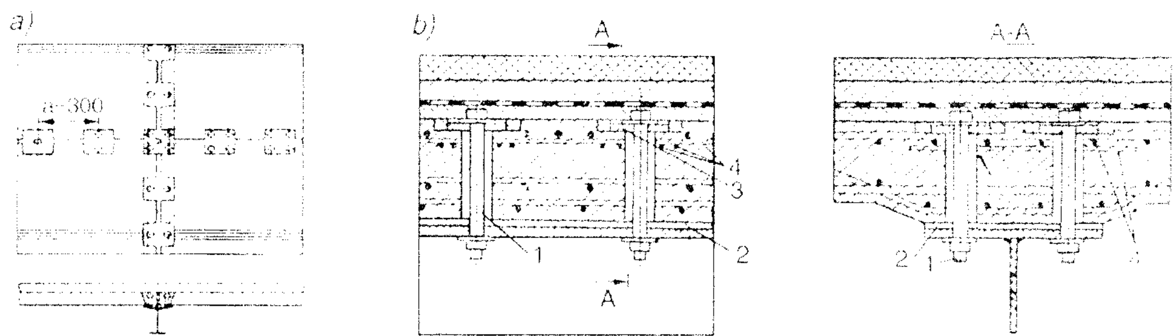
Hình 2-29. Neo pec-fo-bôn

2.6.4. Neo pec-fo-bôn

Neo pec-fo-bôn thuộc dạng neo cứng, làm từ các đoạn bản thép dạng neo liên tục nhưng có lỗ khoét. Trên hình 2-29 giới thiệu loại neo pec-fo-bôn. Các lỗ khoét rất thuận lợi khi cần bố trí cốt thép bản đồng thời càng tăng khả năng liên kết giữa bản và dầm thép.

2.6.5. Neo bằng bulông cường độ cao

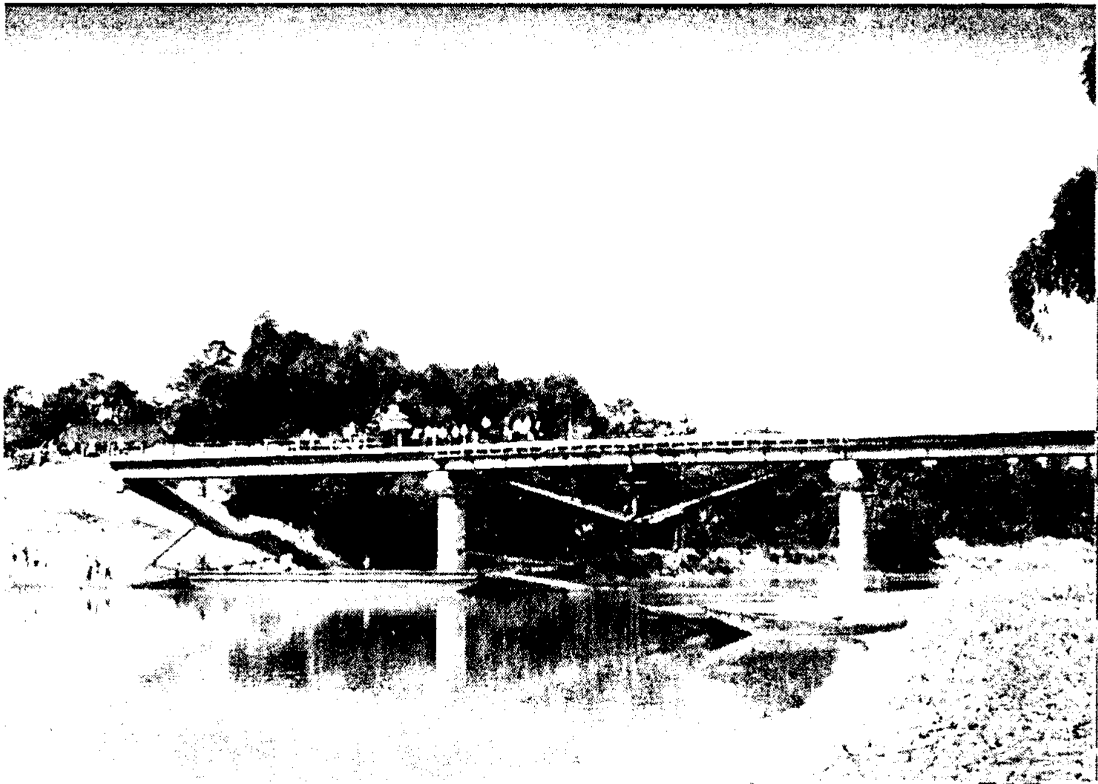
Thông thường sử dụng bulông cường độ cao để liên kết bản BTCT và kết cấu thép khi bản lắp ghép (hình 2-30). Sự truyền lực giữa bản BTCT và kết cấu thép nhờ ma sát ở mặt tiếp giáp giữa chúng. Sự liên kết càng hiệu quả nếu trước khi đặt bản có cấu tạo một lớp mỏng vữa xi măng và đặc biệt tốt nếu là lớp vữa keo êpoxy. Cần chú ý là lực ép xít truyền từ bulông cường độ cao lên tấm bản rất lớn, cho nên phải có giải pháp để bêtông bản không bị ép vỡ.



Hình 2-30. Neo bằng bu lông cường độ cao

2.7. SỬ DỤNG KẾT CẤU NHỊP THÉP BTCT LIÊN HỢP Ở VIỆT NAM

Ở nước ta cầu có kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp đầu tiên là dạng cầu dầm, được xây dựng năm 1945 trên tuyến đường Mông Dương - Dương Huy tỉnh Quảng Ninh. Theo số liệu của Cục Đường bộ Việt Nam, tính đến tháng 10-1995 thì trên các quốc lộ có 615 cầu với tổng chiều dài là 22.600m sử dụng kết cấu thép liên hợp với bản BTCT. Các loại cầu này chủ yếu là kết cấu dầm đơn giản, chẳng hạn như cầu Mới ở Ngã Tư Sở - Hà Nội, cầu Văn Điển trên Quốc lộ 1A, cầu Bến Chang ở huyện Lập Thạch tỉnh Vĩnh Phúc, Cầu Đoan Vĩ bắc qua sông Đáy thuộc tỉnh Hà Nam, theo thiết kế ban đầu năm 1976 dự kiến sử dụng 6 nhịp BTCT UST nhịp 33m, nhưng sau đó trong hoàn cảnh khó khăn về vật tư nên đã thay bằng dàn T66 liên hợp với bản BTCT.



Hình 2-31. Cầu Bến Chang ở Vĩnh Phúc

Cầu Bến Chang (hình 2-31) ba nhịp đơn giản 3×28m là kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp đầu tiên có sử dụng giải pháp điều chỉnh ứng suất ở nước ta. Nhờ kích trên trụ tạm

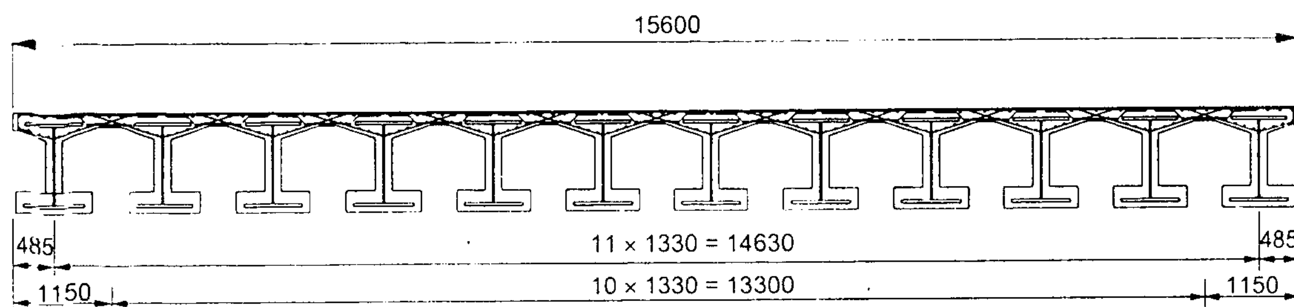
đối với hai nhịp biên và dùng quang treo đối với nhịp giữa nên chỉ với dầm I 800 định hình đã có thể vượt nhịp 28m mà không cần phải táp thêm thép vào biên dưới dầm. Cầu được đưa vào sử dụng năm 1992 đến nay vẫn tốt, không cần tới biện pháp kỹ thuật bổ sung.

Cầu Đò Quan ở thành phố Nam Định có tổng chiều dài 436,55m được bố trí theo sơ đồ 5 × 18 + 2 × 33 + 42 + 63 + 42 + 4 × 33, có đoạn giữa 42 + 63 + 42 là cầu dầm thép BTCT liên tục (hình 2-32) tiết diện không đổi. Cầu được hoàn thành năm 1994.



Hình 2-32. *Cầu Đò Quan ở Thành phố Nam Định*

Trên Quốc lộ 18 đoạn Nội Bài đi Bắc Ninh cầu sử dụng các dầm Pri-bim cũng là kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp, trong đó dầm thép I được bọc kín BTCT (hình 2-33). Ở đây cũng có áp dụng điều chỉnh nội lực trong quá trình thi công.



Hình 2-33. *Mặt cắt ngang cầu sử dụng dầm Pri-bim trên Quốc lộ 18*

Ngoài ra kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp còn được sử dụng với tổng chiều dài hàng ngàn mét cho các nhịp ngắn và vừa cho nhiều tuyến đường phục vụ giao thông nông thôn ở cả ba miền Bắc, Trung và Nam của đất nước ta.

Chương III

TÍNH TOÁN NỘI LỰC VÀ BIẾN DẠNG DO TẢI TRỌNG VÀ ỨNG SUẤT TRƯỚC

3.1. CÁC GIAI ĐOẠN LÀM VIỆC VÀ ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN KHI GÂY TẠO VÀ ĐIỀU CHỈNH ỨNG SUẤT

3.1.1. Các giai đoạn làm việc

Tính toán công trình bao gồm hai bước: tính toán nội lực trong các phân tố của kết cấu, tính toán kiểm tra kết cấu theo các điều kiện về bền, về ổn định, về chống mỏi, về độ cứng và về chống nứt.

Đối với kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp, để nghiên cứu nội lực cần phân tích các giai đoạn làm việc của kết cấu. Số giai đoạn làm việc của tiết diện được xác định bởi số lượng các bộ phận của tiết diện lần lượt tham gia chịu lực.

Thông thường kết cấu nhịp được thi công theo các bước là lao lắp dầm thép ra vị trí, rồi trên những dầm thép đó sẽ tiến hành đổ bêtông bản mặt cầu hoặc lắp ghép bản mặt cầu, không cần thiết lập dàn giáo sàn đạo chống đỡ. Sau khi đã tạo được sự liên kết chặt chẽ giữa phần bêtông và phần thép, nghĩa là kết cấu đã là dầm thép BTCT liên hợp, mới thi công tới các bộ phận khác như các lớp mặt cầu, phần lan can bộ hành. Trong trường hợp này kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp có hai giai đoạn làm việc:

- Giai đoạn I tương ứng sự làm việc của dầm thép; tải trọng là trọng lượng bản thân dầm và bản BTCT.

- Giai đoạn II tương ứng sự làm việc của dầm thép liên hợp với bản BTCT; tải trọng là các lớp mặt cầu, lan can bộ hành cùng với hoạt tải.

Trường hợp một vài bộ phận tiết diện tham gia làm việc cùng một lúc (chứ không phải lần lượt) thì số giai đoạn sẽ ít hơn số bộ phận tiết diện. Trái lại nếu sơ đồ tính toán của kết cấu hoặc sơ đồ tác dụng của tĩnh tải có thay đổi trong quá trình một giai đoạn thì giai đoạn làm việc sẽ được phân làm các bước nhỏ.

Để xác định một cách rõ ràng khái niệm giai đoạn làm việc, cần định nghĩa chính xác thuật ngữ "tham gia làm việc".

Đối với bản BTCT thì tham gia làm việc tức là được liên kết chặt chẽ với kết cấu thép hoặc được gây tạo ứng suất trước ở trên kết cấu thép trước khi liên kết.

Đối với cốt thép cường độ cao thì tham gia vào làm việc là khi căng cốt thép.

Sự phân tích nội lực theo các giai đoạn làm việc chỉ giới hạn dưới tác dụng của tải trọng và gây tạo điều chỉnh ứng suất. Các nội lực do những nguyên nhân như co ngót của bêtông, ảnh hưởng nhiệt độ thay đổi,... sản sinh trong giai đoạn làm việc cuối cùng sẽ tính toán riêng cho thuận tiện.

3.1.2. Xác định các nội lực theo giai đoạn làm việc trong những trường hợp gây tạo và điều chỉnh ứng suất

Trong các kết cấu thép BTCT liên hợp có gây tạo và điều chỉnh ứng suất, ngoài các nội lực do tải trọng tĩnh và hoạt gây ra còn các nội lực do gây tạo và điều chỉnh ứng suất. Đối với trường hợp điều chỉnh bằng cách cấu tạo hoặc nối cứng các mối nối hay các khớp, thiết lập hoặc dỡ bỏ trụ tạm, thêm các thanh sau khi chất một phần tải trọng tĩnh (nói chung là các nhân tố lực ngoài) thì chỉ có sự thay đổi nội lực do phần tải trọng tĩnh.

Khi điều chỉnh các nhân tố lực ngoài thì: Nội lực sẽ xác định bằng cách tổng cộng các nội lực trong những giai đoạn và những bước của mỗi giai đoạn xác định theo các sơ đồ tương ứng các giai đoạn và các bước. Chẳng hạn như tiết diện của kết cấu siêu tĩnh làm việc theo hai giai đoạn, và được điều chỉnh không những trong giai đoạn I theo các bước a, b.... mà cả trong giai đoạn II theo các bước c, d... thì mômen uốn trong các giai đoạn sẽ là:

$$M^{I} = M^{ga} + M^{gb} + \dots$$

$$M^{II.CR} = M^{gc} + M^{gd} + \dots + M^{CR} + M^{q}$$

Trong đó: M^{CR} - do từ biến (chỉ có trong hệ siêu tĩnh)

Khi gây tạo ứng suất trước bằng cách chất đối trọng, căng các thanh neo cố, chuyển vị gối kê... thì nội lực trong giai đoạn sẽ cộng thêm với nội lực do các biện pháp gây tạo ứng suất trong giai đoạn đó: Ví dụ biện pháp tiến hành trong giai đoạn II:

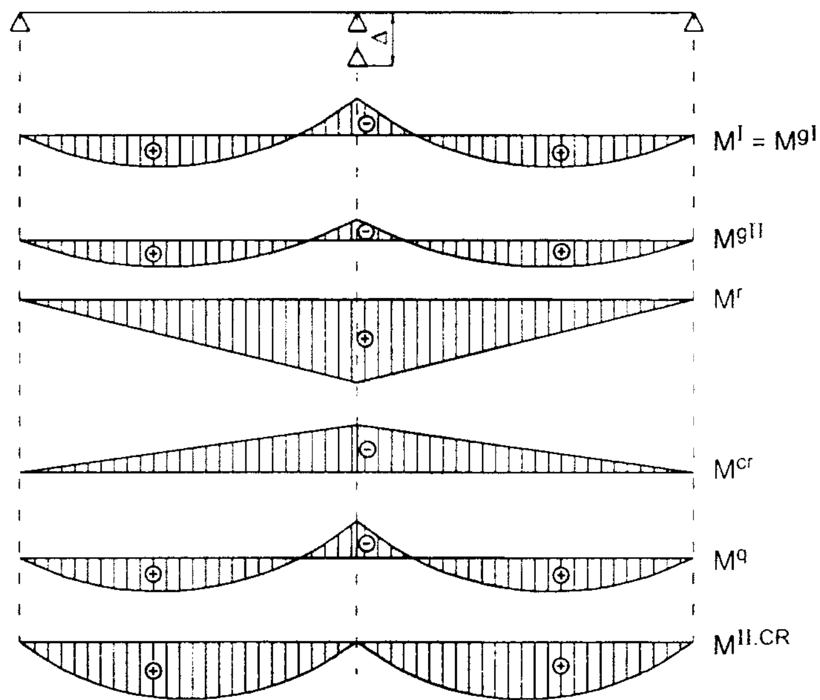
$$M^{I} = M^{gI}$$

$$M^{II.CR} = M^{gII} + M^{r} + \dots + M^{CR} + M^{q}$$

Trong đó: M^{r} - do gây tạo ứng suất.

Các biểu đồ vẽ trên hình 3-1 là ứng với biện pháp điều chỉnh gối giữa để gây ép trước trong bản BTCT và giảm nhẹ sự làm việc cho tiết diện gối.

Việc gây tạo ứng suất trước khi kèm theo điều chỉnh nội lực giữa phần thép và bêtông cốt thép thường có đặc điểm là tạo ra lực ngược dấu trong kết cấu thép trước khi liên kết liên hợp với phần BTCT. Sau khi đã có sự liên kết giữa phần thép và BTCT sẽ cắt bỏ lực điều chỉnh.



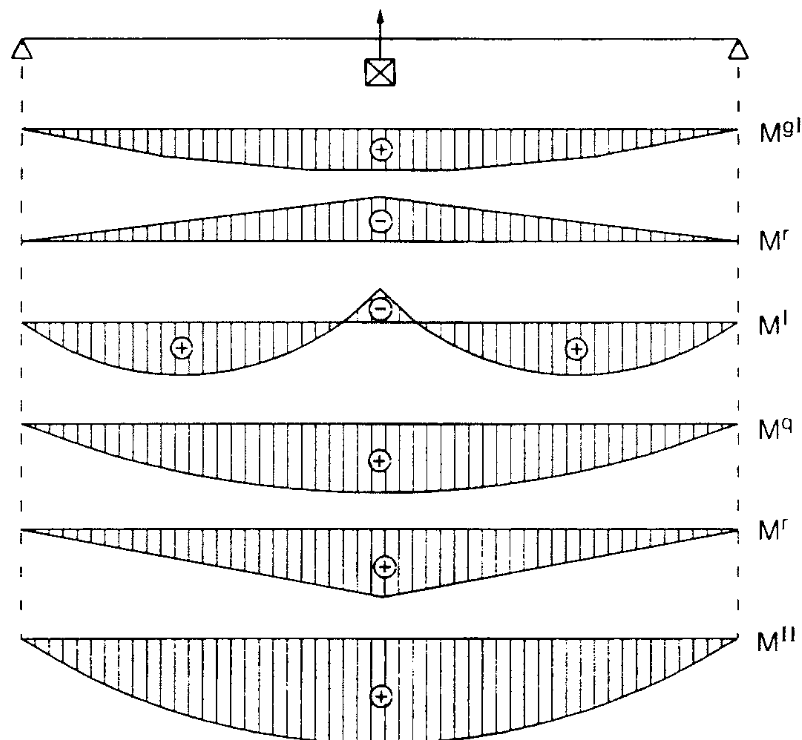
Hình 3-1. *Biểu đồ nội lực ứng với biện pháp điều chỉnh gối giữa*

Nếu kết cấu làm việc hai giai đoạn:

$$M^{I} = M^{gI} - M^{r}$$

$$M^{II,CR} = M^{gII} + M^{r} + M^{CR} + M^{q}$$

Hình 3-2 giới thiệu một ví dụ điều chỉnh nội lực trong kết cấu dầm liên hợp hép BTCT đơn giản.

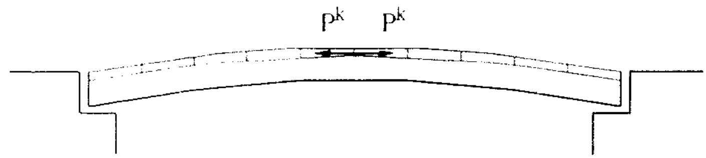


Hình 3-2. *Biểu đồ nội lực trong dầm đơn giản*

Mặc dù ta thấy tại tiết diện giữa $M = M^g + M^q$ không thay đổi như khi không có gây ứng suất và điều chỉnh nội lực, song thực tế ứng suất trong kết cấu thép đã giảm đi và trong phần BTCT đã tăng lên.

Kết cấu là tĩnh định nên không có M^{CR} do từ biến gây ra.

Khi gây ép trước bản BTCT bằng cách đặt kích nằm ngang thì bản đã tham gia làm việc trước khi liên kết với dầm thép.



Hình 3-3. Gây ứng suất bằng cách kích bản BTCT

Đối với dầm đơn giản thể hiện trong hình 3-3 trong giai đoạn II có 2 bước "a" và "b".

Bước "a" là gây ứng suất trước. Lực ép trong bản hay lực kéo trong dầm thép tại tiết diện cách vị trí kích một đoạn x sẽ xác định theo công thức:

$$N^{II,a} = N^r = P_k - f.g_b.x$$

Trong đó: f - hệ số ma sát giữa bản và dầm; g_b - trọng lượng bản thân bản.

Từ N^r sẽ xác định ra $M^{II,a} = M^r$ trong dầm thép.

Khi gây ép trước bằng cách căng các bó cốt thép cường độ cao, tác dụng của lực căng truyền cho kết cấu giống như ngoại lực tại những vị trí neo cố và uốn cong các bó cốt thép. Thông thường lực trong bó cốt thép và kết cấu cân bằng lẫn nhau. Đối với kết cấu tĩnh định đối ngoại, lực căng cốt thép không gây ra các phản lực gối. Trong những trường hợp kết cấu siêu tĩnh đối ngoại thì có thể sản sinh các phản lực gối tự cân bằng.

Khi cốt thép ứng suất trước có nhiều bó không kéo đồng thời thì trong bó thứ "k" (trừ bó kéo cuối cùng) lực sẽ giảm đi N_k^Δ do căng các bó "i" sau nó:

$$N_k^\Delta = \sum N_{i,k}^\Delta$$

Trong đó: $N_{i,k}^\Delta$ - lực giảm trong bó "k" do khi căng riêng bó "i".

Sau khi có các lực trong các bó cốt thép sẽ xác định được nội lực trong kết cấu do gây tạo ứng suất trước.

Dưới tác dụng của tải trọng, tùy theo điều kiện liên kết giữa cốt thép cường độ cao và kết cấu mà sơ đồ làm việc của kết cấu hoặc vẫn như cũ hoặc thêm độ siêu tĩnh.

3.1.3. Lực ứng suất trước kiểm tra, lực ứng suất trước tiêu chuẩn và các loại mất mát

Khi gây tạo ứng suất trước thì lực ứng suất trước kiểm tra là khái niệm cơ bản nhất, đó là lực đo được khi gây ứng suất. Nếu điều chỉnh nội lực thì khái niệm cơ bản sẽ là phản lực gối tựa (do kích) kiểm tra, chuyển vị kiểm tra và tải trọng tĩnh kiểm tra.

Bên cạnh lực ứng suất trước kiểm tra, một khái niệm về lực cũng không kém phần quan trọng là lực ứng suất trước tiêu chuẩn. Đó là trị số lực ứng suất trước thường có nhất được đưa vào tính toán trong mỗi thời kỳ làm việc của kết cấu. Tương ứng các trường hợp điều chỉnh nội lực sẽ có phản lực gối tựa tiêu chuẩn, chuyển vị tiêu chuẩn và tải trọng tĩnh tiêu chuẩn.

Có hai dạng lực kiểm tra:

- Lực kiểm tra trước khi neo cốt thép $N_p^{r(C)}$ được đo bằng áp lực kế của kích.

- Lực kiểm tra sau khi đã neo cốt thép $N_p^{(CT)}$ được đo bằng độ dãn dài của cốt thép hoặc biến dạng của kết cấu.

Trị số chênh lệch giữa hai loại lực kiểm tra trên chính là những mất mát tức thời: đó là mất mát do biến dạng của neo và mất mát do sự ma sát:

$$N_p^{r(CT)} = N_p^{r(C)} - N_p^A - N_p^F$$

Trong đó: N_p^A - mất mát do neo; N_p^F - mất mát do ma sát

Trong thời gian đầu sử dụng còn xuất hiện các mất mát do chùng của cốt thép N_p^R và do kéo các bó cốt thép không đồng thời N_p^Δ. Sau một quá trình nữa sẽ xuất hiện toàn bộ mất mát do từ biến bêtông (và cả ép xít các mối nối) N_p^{CR}. Ngoài ra còn có mất mát do co ngót của bêtông, phần này được kể vào tổ hợp phụ các tải trọng khi tính toán kết cấu.

Tính toán các mất mát cũng tương tự như đã nghiên cứu ở giáo trình kết cấu BTCT ứng suất trước. Riêng mất mát về từ biến và ép xít mối nối trong kết cấu thép BTCT liên hợp sẽ tính đồng thời với tác dụng của lực ứng suất trước và tải trọng thành lý thuyết tính có xét đến từ biến.

Mất mát do co ngót cũng sẽ tính như một phần tính về co ngót riêng biệt.

3.1.4. Hệ số siêu tải của lực ứng suất trước và điều chỉnh ứng suất

Lực ứng suất trước tính toán và lực ứng suất trước tiêu chuẩn khác nhau bởi hệ số siêu tải n_r. Khi điều chỉnh ứng suất thì n_r sẽ đưa vào trị số chuyển vị, lực kích...

Nếu đảm bảo được 3 điều kiện sau thì cho phép $n_r = 1$:

a) Gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất tiến hành trước khi cho phần BTCT tham gia làm việc và trong sơ đồ tĩnh định.

b) Cốt thép cường độ cao để gây ứng suất trước không có chỗ uốn cong.

c) Có ít nhất hai cách độc lập đáng tin cậy để kiểm tra lẫn nhau khi kiểm tra gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất.

Nếu không đảm bảo các điều kiện trên thì n_r lấy giá trị >1 hoặc <1 tuỳ theo các tính toán sao cho bất lợi. Trị số cụ thể của n_r được quy định trong quy phạm tính toán kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp.

Khi điều chỉnh ứng suất bằng cách thay đổi sơ đồ kết cấu thì trong quá trình chất tĩnh tải vẫn dùng hệ số siêu tải của tĩnh tải. Trong trường hợp này n_r không đưa vào.

Các hệ số n và n_t trong từng tính toán của các giai đoạn có gây tạo hoặc điều chỉnh ứng suất chỉ được có một giá trị.

3.2. CÙNG THAM GIA LÀM VIỆC CỦA BÊTÔNG CỐT THÉP VÀ THÉP TRONG TIẾT DIỆN LIÊN HỢP

3.2.1. Giả thiết về tính chất đàn hồi của bêtông

Bêtông có đặc điểm là biến dạng không tỷ lệ với ứng suất, chịu kéo kém và chịu ép không đàn hồi. Tuy vậy trong tất cả mọi tính toán kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp vẫn bắt đầu với giả thiết bêtông làm việc đàn hồi. Tính chất không đàn hồi chỉ xét qua hình thức tính toán điều chỉnh chủ yếu bằng các phương pháp gần đúng và khi duyệt về cường độ, về mỏi và chống nứt của các tiết diện.

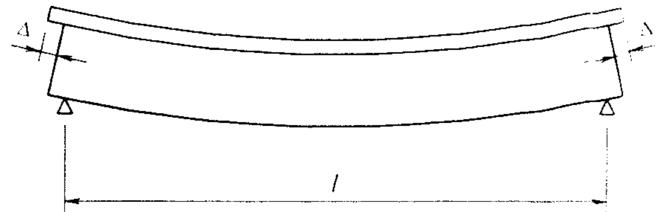
Trong các bài toán siêu tĩnh, khi xác định nội lực của kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp, sự làm việc của bêtông được coi là đàn hồi và tỷ số giữa môđun đàn hồi của thép trên bêtông $n = \frac{E_S}{E_C}$ có một giá trị không phụ thuộc ứng suất kéo hay nén, và ảnh hưởng của sự không tham gia của một phần tiết diện (khi bị kéo nứt) hoặc chuyển từ đàn hồi sang dẻo được bỏ qua.

3.2.2. Ảnh hưởng trượt giữa bêtông cốt thép và thép tới nội lực

Các số liệu thực nghiệm và công trình nghiên cứu lý thuyết đều chứng minh là tính chất đàn hồi của mối liên kết giữa bản BTCT và dầm thép ảnh hưởng không đáng kể tới sự phân phối nội lực và ứng suất giữa chúng dưới tác dụng của tải trọng. M.K.Borodish dựa trên lý thuyết thanh tổ hợp liên kết đàn hồi với nhau của giáo sư A.R.Rjanishin nghiên cứu hàng loạt cầu dầm thép BTCT liên hợp đơn giản, cho thấy kết quả tính toán chênh lệch không đáng kể so với giả thiết tiết diện phẳng của kết cấu thép BTCT liên hợp.

Nếu tại mối nối liên hợp giữa BTCT và thép có xuất hiện biến dạng trượt thì một phần tải trọng trong giai đoạn II sẽ không truyền cho tiết diện liên hợp chịu, mà sẽ phân cho dầm thép và bản BTCT riêng rẽ (g_S và g_C).

Nếu gọi Δ - độ trượt tương đối giữa bản BTCT và dầm thép tại đầu của dầm liên hợp có nhịp l (hình 3-4) thì:



Hình 3-4. Giữa bản BTCT và dầm thép có biến dạng trượt

$$g_S = \frac{24E_S I_S}{Z_{C.S} l^3} \Delta$$

$$g_C = \frac{24E_C I_C}{Z_{C.S} l^3} \Delta$$

Toàn bộ tải trọng $g^I + g^{II} + q$ sẽ phân phối như sau:

Dầm thép chịu $g^I + g_S$,

Bản BTCT chịu g_C,

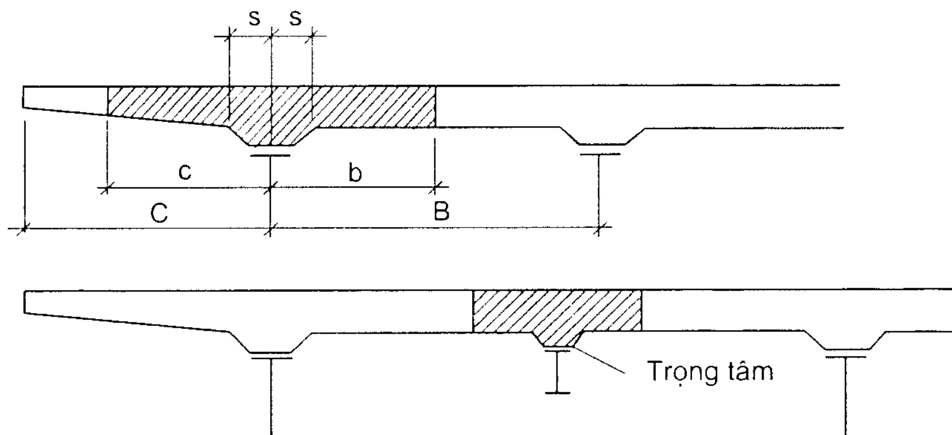
Dầm liên hợp chịu $g^{II} - g_S - g_C + q$.

Khi nghiên cứu dầm liên hợp cầu xe lửa nhịp 45m, cho thấy ứng với Δ = 1mm, ứng suất ở biên dưới dầm thép tăng lên 0,6%, ứng suất trong bản BTCT giảm 3%. Trong thực tế sử dụng công trình thì Δ nhỏ hơn nhiều và sự phân phối lại ứng suất còn nhỏ nữa nên hoàn toàn có thể bỏ qua.

3.2.3. Phần bản BTCT tham gia vào tiết diện tính toán của dầm liên hợp

Phần bản bêtông tham gia vào làm việc của tiết diện tính toán - hay thường gọi là bề rộng cánh bản tham gia làm việc được xác định trên cơ sở sao cho ứng suất lớn nhất thực tế (phân bố không đều) xấp xỉ bằng với ứng suất tính toán (coi là phân bố đều). Sự phân bố ứng suất trong bản không giống nhau trên chiều dài nhịp: ở gối phân bố rất chênh lệch, ở đoạn giữa nhịp tương đối đồng đều hơn. Tuy nhiên bề rộng tính toán của bản lấy theo điều kiện làm việc ở đoạn giữa nhịp. Đối với tiết diện gần gối vẫn an toàn vì ứng suất pháp không lớn lắm (mômen nhỏ), còn đối với lực cắt thì ứng suất tiếp tính ra sẽ lớn hơn thực tế.

Bề rộng cánh bản tham gia làm việc được xác định như sau: (hình 3-5)



Hình 3-5. Để xác định bề rộng cánh bản tham gia làm việc

Khi	$l \geq 4B$	$b = B/2$
	$l < 4B$	$b = s + 6h_b \leq B/2$ và $\geq l/8$
	$l \geq 12C$	$c = C$
	$l < 12C$	$c = s + 6h_b \leq C$ và $\geq l/12$

Trong đó:

l - chiều dài nhịp tính toán của dầm chủ.

h_b - chiều dày trung bình của bản.

Các ký hiệu khác được thể hiện trên hình vẽ.

Theo tiêu chuẩn AASHTO 1998 thì bề rộng cánh tham gia làm việc lấy:

- Đối với dầm giữa là trị số nhỏ hơn của B; $l/4$ và $2s + 12h_b$.

- Đối với dầm biên là một nửa bề rộng cánh dầm giữa cộng với trị số nhỏ hơn của $l/8; s + 6h_b$ và C.

Nếu bản BTCT vừa liên hợp với dầm chủ, vừa liên hợp với dầm dọc thì khi tính toán dầm dọc sẽ lấy bề rộng bản tham gia làm việc theo điều kiện trọng tâm tiết diện liên hợp nằm vào mép dưới bản. Còn khi tính dầm chủ sẽ kể cả tiết diện dầm dọc nằm trong phạm vi cánh bản tham gia chịu lực nhưng đưa vào hệ số điều kiện làm việc 0,9.

3.3. TÍNH TOÁN ẢNH HƯỞNG TỪ BIẾN CỦA BÊTÔNG VÀ ÉP XÍT CÁC MỐI NỐI BẢN LẮP GHÉP

3.3.1. Quan hệ giữa biến dạng và ứng suất do từ biến của bêtông

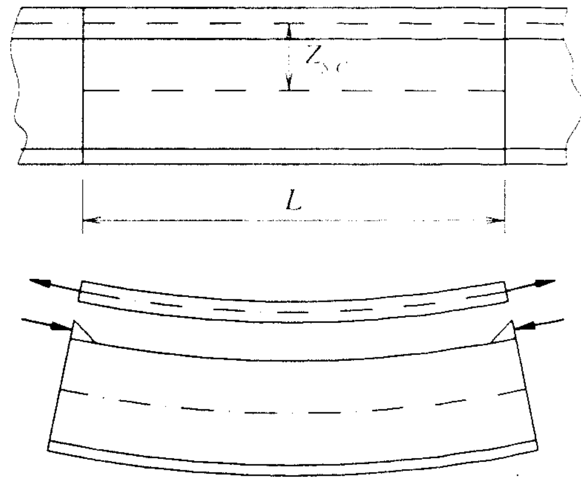
Trong kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp hiện tượng từ biến của bêtông dẫn đến sự phân phối lại nội lực giữa bêtông và thép, kèm theo sự giảm ứng suất trong bêtông.

Có nhiều phương pháp tính tới từ biến trong kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp. Nhiều tác giả phương Tây xét từ biến đồng thời với sự xuất hiện co ngót của bêtông và co ngót này lại ảnh hưởng đến từ biến. Các phương pháp tính này rất phức tạp.

Phương pháp tính tới từ biến trong kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp do giáo sư E.E.Gibshman nghiên cứu tương đối đơn giản hơn, dựa trên giả thiết là biến dạng và ứng suất khi từ biến tuân theo cùng quy luật. Giáo sư E.E.Gibsman còn đưa ra một phương pháp tính gần đúng và đơn giản nhất dựa vào môđun đàn hồi có hiệu $E_{eff} = 0,4E_C$

Dưới đây giới thiệu phương pháp tính của giáo sư N.N.Strelesky đã được chấp nhận trong quy phạm CHиП – 84 của Liên Xô cũ tính kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp có tên gọi "phương pháp bản mỏng" dựa trên cơ sở phương pháp tính của Gibshman nhưng có đơn giản đi đôi chút.

Xét sự làm việc của dầm liên hợp dưới tải trọng tĩnh. Cắt một đoạn L có các đặc trưng hình học không đổi (hình 3-6).



Hình 3-6. Sự làm việc của một đoạn dầm liên hợp

Ký hiệu đối với mức trọng tâm tiết diện bêtông:

$\sigma^{l}_{C(0)}$ - ứng suất ban đầu lúc ép;

$\varepsilon^{l}_{C(0)} = \dfrac{\sigma^{l}_{C(0)}}{E_C}$ - biến dạng tương đối lúc ban đầu;

η_C - biến dạng dẻo tương đối do từ biến;

$\sigma^{\overline{CR}}_{C}$ - ứng suất do từ biến (do giảm ứng suất);

$\xi^{\overline{CR}}_{C} = \dfrac{\sigma^{\overline{CR}}_{C}}{E_C}$ - biến dạng đàn hồi tương đối do sự giảm ứng suất;

$\varepsilon^{\overline{CR}}_{C} = \eta_C - \xi^{\overline{CR}}_{C}$ - độ tăng biến dạng tương đối do xuất hiện từ biến; Bên cạnh đó ta xác định các thông số từ biến sau đây:

Thông số về thay đổi ứng suất trong bêtông: $\alpha = -\dfrac{\sigma^{\overline{CR}}_{C}}{\sigma^{l}_{C(0)}}$

Thông số về thay đổi biến dạng tương đối trong bêtông:

$$\beta = \frac{\varepsilon^{\overline{CR}}_{C}}{\varepsilon^{l}_{C(0)}} = \frac{\eta_C - \xi^{\overline{CR}}_{C}}{\varepsilon^{l}_{C(0)}}$$

Môđun đàn hồi có hiệu của bêtông:

$$E_{eff} = \frac{\sigma^{l}_{C(0)} - \sigma^{\overline{CR}}_{C}}{\varepsilon^{l}_{C(0)} + \varepsilon^{\overline{CR}}_{C}} = \frac{\sigma^{l}_{C(0)} - \sigma^{\overline{CR}}_{C}}{\varepsilon^{l}_{C(0)} + \eta_C - \xi^{\overline{CR}}_{C}}$$

Dưới tác dụng của $\sigma^{l}_{C(0)}$ trong bêtông (không liên kết với thép) thì biến dạng tương đối (tự do) do từ biến qua thời gian t sẽ là:

$$\eta_C(t) = \varphi_K \varepsilon^{l}_{C(0)}(1 - e^{-kt}) = \varphi_K \frac{\sigma^{l}_{C(0)}}{E_C}(1 - e^{-kt})$$

Trong đó: φ_k - đặc trưng từ biến, bằng tỷ số giữa biến dạng cuối cùng (khi từ biến tự do) trên biến dạng đàn hồi. Thường có thể lấy $\varphi_k = 1,5$.

k - hệ số biểu thị tốc độ xuất hiện từ biến

Trong thời gian dt sẽ có gia tăng của biến dạng tương đối do từ biến:

$$d\eta_C = \frac{\varphi_K \sigma^l_{C(0)}}{E_C}(-k)e^{-kt}dt$$

Nhưng trong kết cấu thép bêtông liên hợp, từ biến xuất hiện không tự do và do đó ứng suất trong bêtông sẽ là một đại lượng thay đổi theo thời gian $\sigma^l_C(t)$. Nếu coi rằng ứng suất do từ biến cũng thay đổi theo quy luật của biến dạng do từ biến và coi $\sigma_C^{\overline{CR}}$ là đại lượng dương:

$$\sigma_C^{\overline{CR}}(t) = \sigma_C^{\overline{CR}}(1 - e^{-kt})$$

$$\sigma^l_C(t) = \sigma^l_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}(t) = \sigma^l_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}(1 - e^{-kt})$$

Thay giá trị của $\sigma^l_C(t)$ vào biểu thức của gia số biến dạng ở trên

$$d\eta_C = \frac{\varphi_K}{E_C}\left[\sigma^l_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}(1 - e^{-kt})\right]ke^{-kt}dt$$

Lấy tích phân:

$$\eta_C(t) = \int_0^t d\eta_C = \frac{\varphi_K}{E_C}\left[\sigma^l_{C(0)} - \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{2}(1 - e^{-kt})\right](1 - e^{-kt})^{-kt}\Bigg|_0^t$$

Khi t = ∞ (thường t = 2÷3 năm)

$$\eta_C = \frac{\varphi_K}{E_C}\left(\sigma^l_{C(0)} - \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{2}\right) \qquad (a)$$

Trong phương trình (a) có 2 ẩn số η_C và $\sigma_C^{\overline{CR}}$ nên phải tìm một liên hệ thứ hai giữa chúng để giải. Đó là độ biến dạng đàn hồi của phần thép (và cả cốt thép trong bản) cùng với bêtông vẫn tuân theo luật tiết diện phẳng.

Trên đoạn L biến dạng là $\varepsilon_C^{\overline{CR}}L = (\eta_C - \xi_C^{\overline{CR}})L$. Nếu bỏ qua độ cứng của bản (giả thiết bản mỏng) đối với trục của nó thì tác dụng của bêtông do từ biến gây ra một lực ép $N_C^{\overline{CR}}$ đặt ở mức trọng tâm tiết diện bêtông, và ngược lại do ảnh hưởng của phần thép thì bêtông cũng bị lực kéo giá trị $N_C^{\overline{CR}}$ cũng đặt tại điểm ấy.

$$N_C^{\overline{CR}} = \frac{(\eta_C - \xi_C^{\overline{CR}})L}{\delta_{ST,C}} \qquad (b)$$

Với $\delta_{ST,C} = \dfrac{L}{E_C F_{ST}} + \dfrac{LZ^2_{C,ST}}{E_S I_{ST}}$ - biến dạng đàn hồi của thép trong đoạn L khi có lực ép đơn vị đặt tại mức trọng tâm của bêtông (giả thiết không có phần bêtông).

Chú ý rằng $N_C^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C$ và $\xi_C^{\overline{CR}} = \dfrac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{E_C}$ đồng thời ký hiệu $\delta_{C,C} = \dfrac{L}{E_C F_C}$ - biến dạng đàn hồi của bêtông trong đoạn L do lực đơn vị, từ (a) và (b) sẽ giải ra được:

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = -\frac{2\varphi_K \delta_{C,C}}{2(\delta_{ST,C} + \delta_{C,C}) + \varphi_K \delta_{C,C}} \sigma'_{C(0)}$$

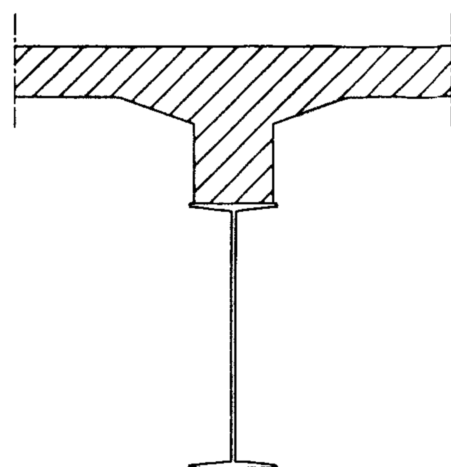
$$\eta_C = \frac{2\varphi_K(\delta_{ST,C} + \delta_{C,C})}{2(\delta_{ST,C} + \delta_{C,C}) + \varphi_K \delta_{C,C}} \varepsilon'_{C(0)}$$

Từ đó sẽ có các thông số từ biến:

$$\alpha = \frac{2\varphi_K \delta_{C,C}}{(2 + \varphi_K)\delta_{C,C} + 2\delta_{ST,C}};$$

$$\beta = \frac{2\varphi_K \delta_{ST,C}}{(2 + \varphi_K)\delta_{C,C} + 2\delta_{ST,C}};$$

$$E_{eff} = \frac{2\delta_{ST,C} + (2 - \varphi_K)\delta_{C,C}}{2(1 + \varphi_K)\delta_{ST,C} + (2 + \varphi_K)\delta_{C,C}} E_C$$



Hình 3-7. *Bản BTCT có sườn trong dầm thép BTCT liên hợp*

Trong những trường hợp dầm thép BTCT liên hợp cấu tạo bản bêtông có sườn dầm (hình 3-7) như ở cầu Bến Chang thì không thể áp dụng lý thuyết bản mỏng, mà phải kể tới độ cứng chống uốn của cả bản. NCS Nguyễn Bình Hà theo đường lối "phương pháp bản mỏng" đã xây dựng "phương pháp bản có độ cứng" dưới đây và cho kết quả hợp lý đáng tin cậy.

Hãy xem xét bắt đầu của hiện tượng từ biến tự do. Nếu trong bêtông chịu tác động của ứng suất σ_C (do tải trọng thường xuyên), thì biến dạng tương đối của từ biến tự do phát triển theo thời gian t được xác định theo công thức Dishinger sau đây:

$$\eta_{C(t)} = \eta_C\left(1 - e^{-kt}\right) = \frac{\varphi_K}{E_C}\sigma_C\left(1 - e^{-kt}\right) \text{ Khi } t \to \infty \Rightarrow \eta_C = \frac{\varphi_K}{E_C}\sigma_C$$

Trong đó:

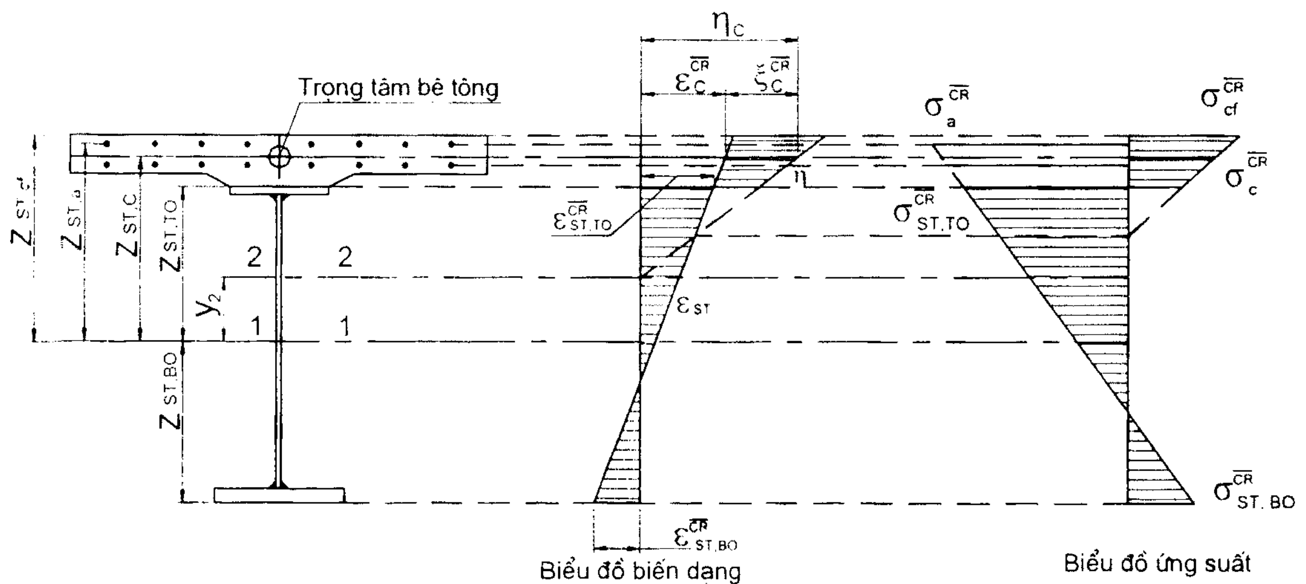
k - tham số tốc độ tắt dần của từ biến;

φ_K - đặc trưng cuối cùng của từ biến, $\varphi_K = \dfrac{\eta_C}{\varepsilon_C}$;

η_C - biến dạng tương đối cuối cùng của từ biến tự do của bêtông;

ε_C - biến dạng tương đối đàn hồi của chính ứng suất nén σ_C;

E_C - môđun đàn hồi của bêtông.



Hình 3-8. Biểu đồ biến dạng và ứng suất do từ biến gây ra

Trong kết cấu cầu dầm thép liên hợp với bản BTCT dưới tác dụng của tĩnh tải thường xuyên, chúng ta xét đoạn có chiều dài L, mặt cắt ngang không thay đổi.

Tại trọng tâm của mặt cắt ngang chịu nén của bêtông có:

Ứng suất chịu nén ban đầu ($\sigma_{C(0)}$) và tương ứng có biến dạng tương đối đàn hồi ban đầu co ngắn của BT: $\varepsilon_{C(0)} = \dfrac{\sigma_{C(0)}}{E_C}$;

Như vậy biến dạng từ biến tự do sẽ là: $\eta_{C(t)} = \dfrac{\varphi_K}{E_C}\sigma_{C(0)}\left(1 - e^{-kt}\right)$;

Và độ gia tăng của từ biến sẽ là: $d\eta_C = \dfrac{\varphi_K}{E_C}\sigma_{C(0)}ke^{-kt}dt$;

Nhưng thực ra $\sigma_{C(0)}$ lại thay đổi do có từ biến và là $\sigma_{C(t)}$;

Căn cứ theo giả thuyết của E. E. Gibshman theo thời gian sự phát sinh ứng suất do từ biến, thay đổi theo chính quy luật của biến dạng:

$$\sigma_{C(t)}^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}}\left(1 - e^{-kt}\right)$$

Như vậy ứng suất trong bản BTCT được biểu thị bằng công thức:

$$\sigma_{C(t)} = \sigma_{C(0)} - \sigma_{C(t)}^{\overline{CR}} = \sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}\left(1 - e^{-kt}\right)$$

Trong đó: $\sigma_C^{\overline{CR}}$ – Sự giảm cuối cùng của ứng suất nén do từ biến và tương ứng có biến dạng tương đối đàn hồi cuối cùng do sự giảm ứng suất trong bêtông:

$$\xi_C^{\overline{CR}} = \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{E_C}$$

Độ tăng biến dạng tương đối của bêtông do xuất hiện từ biến:

$$\varepsilon_C^{\overline{CR}} = \eta_C - \xi_C^{\overline{CR}}$$

Nhiệm vụ của chúng ta là tìm được quan hệ:

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = -\alpha\sigma_{C(0)}$$

$$\varepsilon_C^{\overline{CR}} = \beta\varepsilon_{C(0)}$$

Ta có thể viết lại biểu thức của độ gia tăng từ biến như sau:

$$d\eta_C = \frac{\varphi_K}{E_C}\left[\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}\left(1-e^{-kt}\right)\right]ke^{-kt}dt$$

Lấy tích phân lên để có biến dạng không tự do của từ biến theo thời gian trong khoảng thời gian từ $0 \div t$:

$$\eta_{C(t)} = \int_0^t d\eta_C = \int_0^t \frac{\varphi_K}{E_C}\left[\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}\left(1-e^{-kt}\right)\right]ke^{-kt}dt = \int_0^t \frac{\varphi_K}{E_C}\left[\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}\left(1-e^{-kt}\right)\right]d\left(1-e^{-kt}\right)$$

$$= \frac{\varphi_K}{E_C}\left[\sigma_{C(0)}\left(1-e^{-kt}\right) - \sigma_C^{\overline{CR}}\frac{\left(1-e^{-kt}\right)^2}{2}\right]_0^t = \frac{\varphi_K}{E_C}\left(1-e^{-kt}\right)\left[\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}\frac{\left(1-e^{-kt}\right)}{2}\right]_0^t$$

$$= \frac{\varphi_K}{E_C}\left(1-e^{-kt}\right)\left[\sigma_{C(0)} - \sigma_C^{\overline{CR}}\frac{\left(1-e^{-kt}\right)}{2}\right]$$

Khi $t = \infty$ sẽ có $\eta_C = \frac{\varphi_K}{E_C}\left(\sigma_{C(0)} - \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{2}\right)$ (c)

Mặt khác xét trạng thái tiết diện sau khi xuất hiện từ biến, nội lực trong tiết diện phải tự cân bằng nên ta có:

$$N_C^{\overline{CR}} = N_{ST}^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}}F_C$$

và $$M_C^{\overline{CR}} + M_{ST}^{\overline{CR}} = M^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}}F_C z_{ST.C}$$

Trong đó:

$N_C^{\overline{CR}}$, $N_{ST}^{\overline{CR}}$ - Lực dọc tác dụng vào phần bêtông, phần thép;

$M_C^{\overline{CR}}$, $M_{ST}^{\overline{CR}}$ - Mô men tác dụng vào phần bêtông, phần thép;

Do phần bêtông và phần thép có cùng độ cong nên:

$$\frac{M_C^{\overline{CR}}}{E_C I_C} = \frac{M_{ST}^{\overline{CR}}}{E_S I_{ST}}$$

Vậy
$$\frac{M_{ST}^{\overline{CR}}}{E_S I_{ST}} = \frac{M^{\overline{CR}}}{E_C I_C + E_S I_{ST}}$$

Suy ra:

$$M_{ST}^{\overline{CR}} = M^{\overline{CR}} \frac{E_S I_{ST}}{E_C I_C + E_S I_{ST}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C z_{ST.C} \frac{E_S I_{ST}}{E_C I_C + E_S I_{ST}}$$

Theo giả thiết tiết diện phẳng, biến dạng của dầm thép tại trọng tâm bêtông xác định theo công thức sau:

$$\varepsilon_C^{\overline{CR}} = \eta_C - \xi_C^{\overline{CR}} = \frac{1}{E_S}\left[\frac{N_C^{\overline{CR}}}{F_{ST}} + \frac{M_{ST}^{\overline{CR}}}{I_S} z_{ST.C}\right] = \frac{1}{E_S}\left[\frac{\sigma_C^{\overline{CR}} F_C}{F_{ST}} + \frac{z_{ST.C}}{I_{ST}} \sigma_C^{\overline{CR}} F_C z_{ST.C} \frac{E_S I_{ST}}{E_C I_C + E_S I_{ST}}\right]$$

Hay:

$$\eta_C - \xi_C^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C \left[\frac{1}{E_S F_{ST}} + \frac{z_{ST.C}^2}{E_C I_C + E_S I_{ST}}\right] \qquad \text{(d)}$$

Giải hệ 2 phương trình (c) và (d) để tìm $\sigma_C^{\overline{CR}}$ và η_C.

Thay $\xi_C^{\overline{CR}} = \frac{\sigma_C^{\overline{CR}}}{E_C}$ vào phương trình (d) và chuyển vế ta có:

$$\eta_C = \sigma_C^{\overline{CR}} \left[F_C\left(\frac{1}{E_S F_{ST}} + \frac{z_{ST.C}^2}{E_C I_C + E_S I_{ST}}\right) + \frac{1}{E_C}\right]$$ thay η_C vào phương trình (c)

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = \frac{\varphi_K}{E_C F_C\left(\frac{1}{E_S F_{ST}} + \frac{z_{ST.C}^2}{E_C I_C + E_S I_{ST}}\right) + 1 + \frac{\varphi_K}{2}} \sigma_{C(0)}$$

$$= \frac{\varphi_K}{\left(\frac{E_C F_C}{E_S F_{ST}} + \frac{E_C F_C z_{ST.C}^2}{E_C I_C + E_S I_{ST}}\right) + 1 + \frac{\varphi_C}{2}} \sigma_{C(0)}$$

Hay:
$$\sigma_C^{\overline{CR}} = \frac{\varphi_K}{\frac{F_C}{n_1}\left(\frac{1}{F_{ST}} + \frac{z_{ST.C}^2}{\frac{I_C}{n_1} + I_{ST}}\right) + 1 + \frac{\varphi_K}{2}} \sigma_{C(0)}$$

Đặt $s_{kn} = \frac{F_C}{n_1}\left(\frac{1}{F_{ST}} + \frac{z_{C.ST}^2}{\frac{I_C}{n_1} + I_{ST}}\right)$

sẽ có: $\sigma_C^{\overline{CR}} = \frac{\varphi_K}{\frac{\varphi_C}{2} + s_{kn} + 1}\sigma_{C(0)}$

Từ những kết quả đạt được sẽ xác định được quan hệ ứng suất do từ biến và ứng suất ban đầu trong bêtông:

$$\alpha = \frac{\varphi_K}{0,5\varphi_K + s_{kn} + 1}$$

Và tương ứng quan hệ giữa các biến dạng:

$$\beta = \frac{\varphi_K s_{kn}}{0,5\varphi_K + s_{kn} + 1}$$

Như vậy khi tính được α và β theo các công thức trên sẽ tìm được $\sigma_C^{\overline{CR}}$, và từ đó có thể tính được ứng suất do từ biến của bêtông gây ra tại các thớ của tiết diện dầm thép liên hợp với bêtông cốt thép.

Trong các công thức của các thông số α và β ở trên nếu bỏ qua độ cứng của bản bêtông $E_C I_C$ thì sẽ nhận được các công thức tương ứng của N. N. Strelesky.

3.3.2. Hiện tượng ép xít mối nối của các bản lắp ghép

Biến dạng do ép xít mối nối xuất hiện do sự không khít chặt ở mặt tiếp xúc giữa các khối bêtông với phần bêtông trát mối nối. Biến dạng này thường phụ thuộc không đáng kể vào bề dầy mối nối. Ngoài ra còn có biến dạng của bêtông trát mối nối, phụ thuộc độ chặt bêtông. Các biến dạng này đều có tính chất phi đàn hồi và không hồi phục, do đó cũng có ảnh hưởng đến sự phân phối lại nội lực trong bản BTCT và dầm thép giống như biến dạng từ biến của bêtông.

Theo quy trình biến dạng ép xít mối nối Δ_j ở một mối nối được cho sẵn và ứng với ứng suất ban đầu bằng R_C. Còn ứng suất ban đầu nhỏ hơn R_C sẽ lấy biến dạng giảm đi theo tỷ lệ.

Tương tự như tính từ biến, trong đoạn L sẽ có: $\eta_j = \frac{\sum \Delta_j}{L}\frac{\sigma'_{C(0)}}{R_C}$

Hiện tượng ép xít mối nối cũng được xem là diễn biến giống như từ biến và tính cùng với biến dạng từ biến với đặc trưng:

$$\varphi = \frac{\eta_C + \eta_j}{\varepsilon^l_{C(0)}}$$

$$\varphi = \varphi_K + \frac{\sum \Delta_j E_C}{LR_C}$$

Khi không có những số liệu nghiên cứu có thể lấy giá trị của Δ_j như sau:

- Nếu kết cấu phần bêtông có ảnh hưởng không tốt đến việc trát kín mối nối chẳng hạn bản có sườn vút cao: $\Delta_j = 1mm$.

- Nếu mối nối bản hở trên mặt dễ trát vữa bêtông: $\Delta_j = 0{,}5mm$.

- Nếu mối nối có các đầu cốt thép chờ được hàn nối lại: $\Delta_j = 0$

3.3.3. Tính toán ảnh hưởng từ biến và ép xít mối nối trong kết cấu tĩnh định

Trong kết cấu tĩnh định, từ biến và ép xít mối nối chỉ làm thay đổi ứng suất và biến dạng trong bêtông và thép chứ không gây nội lực phụ.

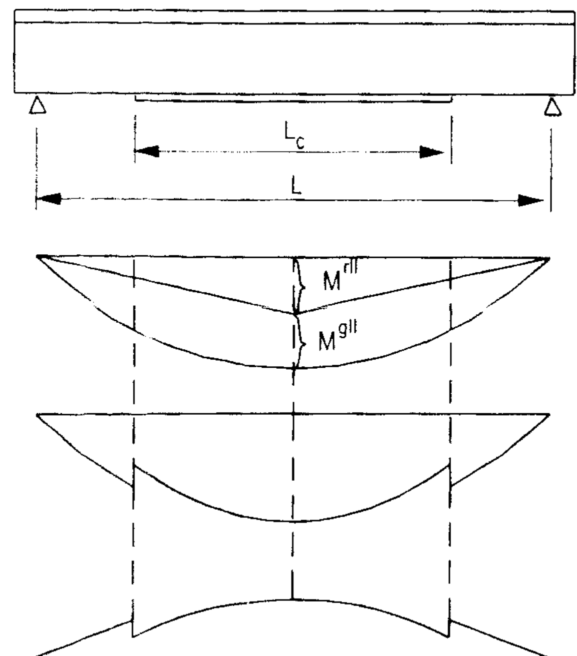
Để xác định sự thay đổi ứng suất và biến dạng do từ biến và ép xít mối nối đầu tiên phải tính ứng suất mất mát trong bêtông tại mức trọng tâm:

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = -\alpha\sigma^l_{C(0)}$$

Từ đó tính được nội lực trong bêtông và thép

$$N_C^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C$$

đặt tại trọng tâm phần tiết diện bêtông (kéo trong bêtông và ép trong thép). Sau đó tính ra ứng suất và biến dạng trong phần thép theo những công thức thông thường.



Hình 3-9. Để tính ứng suất do từ biến và ép xít mối nối

Trên hình 3-9 là ví dụ tính ứng suất do từ biến và ép xít mối nối trong một dầm thép bêtông cốt thép liên hợp đơn giản:

Ban đầu xác định M^l do lực điều chỉnh và tĩnh tải giai đoạn II. Xác định ứng suất trong bêtông:

$$\sigma^l_{C(0)} = \frac{M^l}{W_{C,STC}}$$

$$\sigma^l_{Ct(0)} = \frac{M^l}{W_{Ct,STC}}$$

Căn cứ ứng suất ở mép $\sigma^{l}_{CT(0)}$ để xác định xem có phải tính tới từ biến không (điều kiện $\sigma^{l}_{CT(0)} > 20\% R_{C.B}$, ở đây $R_{C.B}$ là cường độ của bêtông khi uốn)

Xác định đặc trưng φ trong đoạn giữa dầm L_C - đoạn có tiết diện không đổi, và tính:

$$\delta_{ST.C} = \frac{L_C}{E_S F_{ST}} + \frac{L_C Z^2_{C,ST}}{E_S I_{ST}}; \qquad \delta_{C.C} = \frac{L_C}{E_C F_C}$$

Sau đó tính α. Tuy α chỉ trong đoạn L_C nhưng áp dụng gần đúng cho suốt chiều dài L.

Ứng suất mất mát do từ biến và ép xít mối nối $\sigma^{\overline{CR}}_{C} = -\alpha\sigma^{l}_{C(0)}$ tác dụng tại trọng tâm tiết diện bêtông, và trên cơ sở đó sẽ có phần thay đổi ứng suất trong thép:

$$\sigma^{\overline{CR}}_{i,ST} = \sigma^{\overline{CR}}_{C} F_C \left(\pm \frac{1}{F_{ST}} \pm \frac{Z_{C,ST}}{W_{i,ST}} \right)$$

Biến dạng chung của dầm do từ biến và ép xít mối nối cũng tính từ sơ đồ đặt lực ép $N^{\overline{CR}}_{C} = \sigma^{\overline{CR}}_{C} F_C$ đặt tại trọng tâm phần bêtông.

3.3.4. Tính toán ảnh hưởng của từ biến và ép xít mối nối trong kết cấu siêu tĩnh

Trong kết cấu siêu tĩnh, biến dạng từ biến của bêtông và ép xít mối nối không những làm phân phối lại nội lực giữa các phần bêtông và thép mà còn gây ra nội lực phụ. Tính toán ảnh hưởng của từ biến và ép xít mối nối ở đây phức tạp hơn nhiều vì sự xuất hiện nội lực và phân phối lại nội lực diễn biến từ từ và có ảnh hưởng lẫn nhau.

Muốn xác định nội lực phụ cần phải biết biến dạng do từ biến trong hệ cơ bản theo phương của các ẩn số lực thừa, mà các biến dạng này lại phụ thuộc vào cả nội lực phụ. Vì thế bài toán này thường phải giải theo phương pháp đúng dần: ban đầu xác định nội lực với giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của từ biến, sau đó căn cứ vào kết quả đó để xác định nội lực phụ lần thứ nhất. Tiếp tục xác định nội lực có kể đến nội lực phụ vừa tìm được để lại dựa vào nội lực đó xác định nội lực phụ lần hai. Các bước tính toán cứ lặp như vậy cho đến khi có lời giải chính xác. Với phương tiện tính toán là máy tính điện tử thì giải bài toán này không khó khăn gì.

Trong nhiều trường hợp chỉ cần hạn chế bài toán trong bước tính gần đúng thứ nhất. Khi đó trình tự tính toán như sau:

Căn cứ vào kết quả của bài toán siêu tĩnh với giả thiết hệ hoàn toàn đàn hồi xác định các nội lực ban đầu là M^l và N^l cùng các ứng suất trong bêtông $\sigma^{l}_{C(0)}$.

Dựa vào $\sigma^{l}_{C(0)}$ để tính mất mát ứng suất trong bêtông $\sigma^{\overline{CR}}_{C}$. Xác định các chuyển vị $\Delta_{i,CR}$ theo phương các ẩn số lực X_i do nội lực $N^{\overline{CR}}_{C} = \sigma^{\overline{CR}}_{C} F_C$ truyền từ bêtông sang kết cấu thép.

Tiếp theo là tính các chuyển vị δ_{ii}, δ_{ij}. Ở đây sẽ đặt các lực đơn vị vào hệ cơ bản gồm cả thép lẫn bêtông với modun đàn hồi có hiệu E_{eff}.

Giải hệ phương trình chính tắc để xác định các ẩn lực X_i^{CR} do từ biến và ép xít mối nối, và xác định các nội lực M^{CR}, N^{CR}... do từ biến và ép xít mối nối.

Sau cùng là xác định ứng suất tổng cộng:

$$\sigma^{I,CR} = \sigma^{I}_{(0)} + \sigma^{CR} + \sigma^{CR}$$

Trong đó

σ^{CR} - độ thay đổi ứng suất do từ biến.

σ^{CR} - ứng suất do nội lực phụ do từ biến.

Khi xác định σ^{CR} do M^{CR} và N^{CR} thì đặc trưng hình học của tiết diện có cả phần bêtong với modun đàn hồi có hiệu E_{eff}.

Dưới đây là ví dụ về trình tự tính toán một dầm liên tục

Cho dầm liên tục 3 nhịp có gây tạo và điều chỉnh ứng suất dưới tĩnh tải bằng cách gây chuyển vị thẳng gối tựa (hình 3-10).

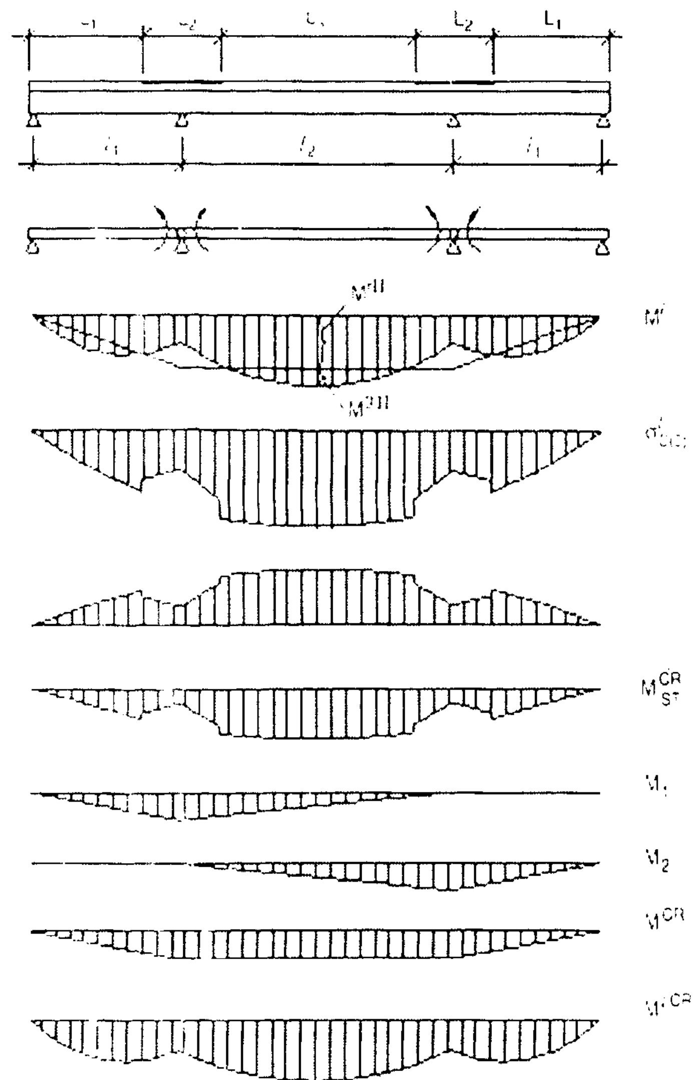
Sau khi giải dầm liên tục có được biểu đồ M^I ban đầu

$$M^I = M^{gII} + M^{II}$$

Từ đó xác định:

$$\sigma^{I}_{C(0)} = \frac{M}{W_{C,STC}}$$

$$\sigma_{C1(0)} = \frac{M^I}{W_{C,STC}}$$



Hình 3-10. Để tính dầm liên tục

Xét điều kiện có phải tính tới từ biến hay không ($\sigma^{I}_{C1(0)} > 20\% R_{C,B}$)

Giả sử trong các đoạn L_1, L_2, L_3 tiết diện không đổi và đã xác định được $\varphi, \delta_{ST,C}$, $\delta_{...}$, $I_{...}$

Có thể tính $\sigma_C^{\overline{CR}}$ như sau:

$$\sigma_C^{\overline{CR}} = \sigma'_{C(e)} - \sigma'_{C(0)} = \frac{M'}{W_{C.STC}} - \sigma'_{C(0)}$$

Sau đó xác định biểu đồ $M_{ST}^{\overline{CR}}$ trong dầm thép do sự phân phối lại ứng suất:

$$M_{ST}^{\overline{CR}} = \sigma_C^{\overline{CR}} F_C Z_{C.ST}$$

và các biểu đồ $\overline{M_1}, \overline{M_2}$ do ẩn lực đơn vị $X_1 = 1$, $X_2 = 1$

Tiếp theo tính các chuyển vị:

$$\Delta_{1.CR} = \sum \int \frac{\overline{M_1} M_{ST}^{\overline{CR}}}{E_S I_{ST}} dx;$$

$$\Delta_{2.CR} = \sum \int \frac{\overline{M_2} M_{ST}^{\overline{CR}}}{E_S I_{ST}} dx;$$

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{\overline{M_1^2}}{E_S I_{ST.C}^e} dx;$$

$$\delta_{22} = \sum \int \frac{\overline{M_2^2}}{E_S I_{ST.C}^e} dx;$$

$$\delta_{12} = \sum \int \frac{\overline{M_1 M_2}}{E_S I_{ST.C}^e} dx;$$

Lập hệ phương trình chính tắc và giải:

$$\delta_{11} X_1^{CR} + \delta_{12} X_2^{CR} + \Delta_{1CR} = 0$$

$$\delta_{21} X_1^{CR} + \delta_{22} X_2^{CR} + \Delta_{2CR} = 0$$

Từ đó xác định biểu đồ mômen M^{CR} do ẩn lực phụ do từ biến và ép xít mối nối:

$$M^{CR} = M_1 X_1^{CR} + M_2 X_2^{CR}$$

Và biểu đồ $M^{/CR} = M' + M^{CR}$ để xác định ứng suất toàn phần một cách trực tiếp:

$$\sigma^{/CR} = \frac{M' + M^{CR}}{W_{i.ST.C}^e}$$

Ứng suất toàn phần: $\sigma^{/CR} = \sigma'_{i(0)} + \sigma_i^{\overline{CR}} + \dfrac{M^{CR}}{W_{i.ST.C}^e}$

Các ký hiệu về đặc trưng hình học của tiết diện liên hợp nằm trong các biểu thức ở trên, chỉ số "e" hàm ý là khi quy đổi tiết diện tương đương cần tính với môđun đàn hồi có hiệu của bêtông E_{eff}.

Chương IV

TÍNH TOÁN TIẾT DIỆN DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG VÀ LỰC ỨNG SUẤT TRƯỚC

4.1. CÁC TIÊU CHUẨN TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VỀ CƯỜNG ĐỘ VÀ CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN CỦA TIẾT DIỆN

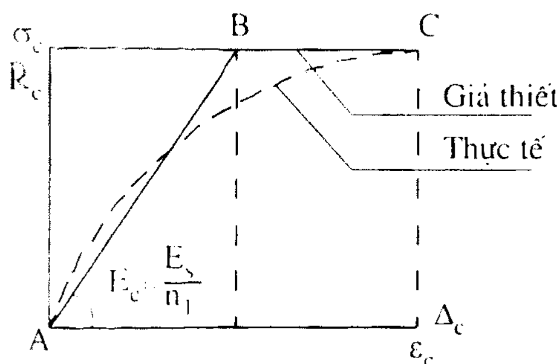
4.1.1. Sự làm việc của bêtông trong kết cấu thép bêtông cốt thép liên hợp

Quy phạm theo trạng thái giới hạn chấp nhận đề xuất của G.S. Strelesky về biểu đồ làm việc của bêtông (σ, ε) trong kết cấu liên hợp thép BTCT gồm hai đoạn thẳng (hình 4-1). Trong đoạn AB coi bêtông làm việc hoàn toàn đàn hồi với E_c, trong đoạn BC coi bêtông ở trạng thái dẻo: ứng suất không tăng (R_c) mà biến dạng phát triển cho đến khi đạt tới giá trị giới hạn lúc bêtông bị phá hoại.

Tương ứng giả thiết này, tính toán sẽ dựa trên hai trị số giới hạn:

- Cường độ tính toán của bêtông R_c;

- Biến dạng tương đối giới hạn của bêtông Δ_c.



Hình 4-1. Biểu đồ quan hệ σ, ε của bêtông

Biến dạng do từ biến không kể đến trên biểu đồ. Ứng suất và biến dạng do từ biến dưới tải trọng tĩnh (kể cả ép xít mối nối) được kể với ứng suất và biến dạng đàn hồi ban đầu. Ứng suất và biến dạng ban đầu liên hệ với nhau bởi đoạn AB, còn khi ứng suất tổng cộng đó lớn hơn R_c thì tính toán sẽ theo đoạn BC. Như vậy ứng suất trong bêtông bằng R_c còn biến dạng sẽ xác định qua biến dạng của phần thép. Ở đây vấn đề tính tới biến dạng từ biến không còn ý nghĩa gì.

4.1.2. Các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn và các trường hợp tính toán

a) Trường hợp kết cấu nhịp cầu chịu mômen dương nghĩa là bêtông chịu ép: Với giả thiết về sự làm việc của bêtông như trên và thép vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi (như khi tính kết cấu thép đơn thuần) thì các tiêu chuẩn để xác định trạng thái giới hạn của tiết diện liên hợp sẽ là:

- Ứng suất kéo tại mép biên dưới đạt tới cường độ tính toán của thép khi uốn $R_{S.B}$;

- Ứng suất ép tại mép biên trên đạt tới trị số $m_2R_{S.B}$ - với m_2 là hệ số điều kiện làm việc (sẽ trình bày ở dưới)

- Biến dạng trong bêtông đạt tới trị số giới hạn Δ_C

Hệ số điều kiện làm việc m_2 xét tới ảnh hưởng của bản bêtông chống lại sự phát triển biến dạng dẻo của biên dầm liên kết với nó có thể lấy các giá trị sau:

Khi	$\sigma_C \le 0,6R_C$	$m_2 = 1,2$
	$0,6R_C < \sigma_C \le 0,8R_C$	$m_2 = 1,1$
	$\sigma_C > 0,8R_C$	$m_2 = 1,0$

Cường độ tính toán của thép $R_{S.B}$ lấy bằng $R_{S.0}$ nếu như ứng suất do lực dọc chiếm ưu thế.

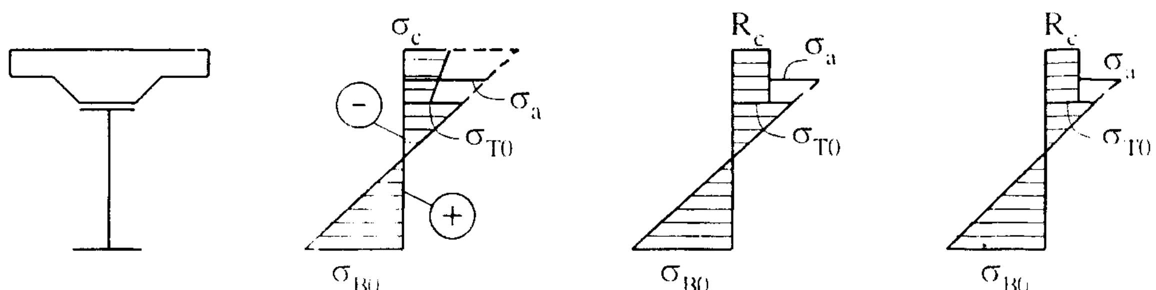
Đối với bêtông trong kết cấu thép BTCT liên hợp thường có bề dày bản không lớn do đó khi phá hoại thường xảy ra trên toàn tiết diện vì thế độ biến dạng Δ_C nên lấy đối với trọng tâm bản là $\Delta_C = 0.0016$. Cường độ tính toán của bêtông R_C lấy bằng:

$$R_C = R_{C.B} \quad \text{khi } \frac{\sigma_{cf}}{\sigma_C} > 1,2$$

$$R_C = 0.9R_{C.B} \quad \text{khi } 1,2 \ge \frac{\sigma_{cf}}{\sigma_C} \ge 1,1$$

$$R_C = R_{C.0} \quad \text{khi } \frac{\sigma_{cf}}{\sigma_C} < 1,1$$

Dựa trên giả thiết về sự làm việc của bêtông và thép cùng với các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn sẽ có ba trường hợp tính toán kiểm tra bền của tiết diện liên hợp chịu mômen dương (bêtông chịu ép). (hình 4-2).



Hình 4-2. Biểu đồ ứng suất trong tiết diện liên hợp

+ Trường hợp A: cả phần thép và phần bêtông cốt thép cùng làm việc trong giai đoạn đàn hồi.

+ Trường hợp B: bêtông làm việc dẻo còn phần thép và cốt thép trong bản làm việc đàn hồi.

+ Trường hợp C: toàn bộ phần BTCT đều làm việc dẻo, phần thép làm việc đàn hồi.

Điều kiện để xác định các trường hợp tính toán A, B, C là dựa vào trị số của ứng suất trong bêtông xác định với giả thiết làm việc đàn hồi (có kể đến từ biến và ép xít mối nối trong những trường hợp cần thiết):

Ứng suất tại trọng tâm tiết diện bêtông:

$$\sigma_C = \frac{1}{n_1}\left(\frac{M^{II,CR}}{W_{C,STC}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}}\right) - \sigma_C^{\overline{CR}}$$

Ứng suất tại mép:

$$\sigma_{Cf} = \frac{1}{n_1}\left(\frac{M^{II,CR}}{W_{Cf,STC}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}}\right) - \sigma_{Cf}^{\overline{CR}}$$

Ở đây $n_1 = \frac{E_S}{E_C}$ là tỷ số giữa môđun đàn hồi của thép trên bêtông;

(Các công thức tính ứng suất trên ứng với giả thiết kết cấu làm việc theo hai giai đoạn).

Nếu $\sigma_{Cf} < R_C$ thì sẽ tính theo trường hợp A;

Nếu $\sigma_C > R_C$ và nếu có cốt thép thì kèm theo $\sigma_C < \frac{R_a}{n_1}$ sẽ tính theo trường hợp B;

Nếu $\sigma_C > R_C$ và nếu có cốt thép mà $\sigma_C > \frac{R_a}{n_1}$ sẽ tính theo trường hợp C.

b) Trường hợp kết cấu chịu mômen âm và bêtông chịu kéo:

Khi bêtông rơi vào khu làm việc chịu kéo thì có thể xảy ra các khả năng sau đây:

- Do bêtông được ép trước bằng cách điều chỉnh hoặc gây tạo ứng suất trước mà dưới tác dụng của hoạt tải vẫn chưa xuất hiện kéo trong bêtông;

- Ứng suất do hoạt tải vượt quá ứng suất ép trước trong bêtông nên gây ra kéo;

- Bêtông không được ép trước và do đó dưới tác dụng của tải trọng sẽ xuất hiện ứng suất kéo.

Khi tính toán về cường độ sẽ tuỳ theo trị số ứng suất tại mép của phần bêtông mà chúng ta hoặc có tính sự làm việc đàn hồi của toàn tiết diện bêtông, hoặc là hoàn toàn không kể đến phần bêtông. Cốt thép trong bêtông vẫn tính trong mọi trường hợp.

Tiêu chuẩn để xét xem có tính đến phần bêtông tham gia làm việc hay không là trị số ứng suất ở mép bêtông σ_{Cf} có vượt quá ứng suất tới hạn σ_U hay không.

Đối với cầu xe lửa hoặc đối với cầu ôtô và cầu thành phố mà trong phần bêtông cốt thép có cốt thép sợi cường độ cao (bó cốt thép, bó cáp) thì $\sigma_U = 0$.

Đối với cầu ôtô và cầu thành phố mà trong bêtông cốt thép không có cốt thép cường độ cao thì $\sigma_U = R_{CT}$ (cường độ tính toán khi kéo của bêtông).

Ứng suất tại mép của bêtông σ_{Cf} được xác định với giả thiết bêtông làm việc đàn hồi, và trong trường hợp cần thiết có xét đến từ biến và ép xít mối nối.

Trong cầu ôtô và cầu thành phố mà phần bêtông cốt thép không có bố trí cốt thép sợi cường độ cao cần phải chú ý tới trị số ứng suất tại mép lớn nhất trong mọi tổ hợp tải trọng $\sigma_{Cf,max}$; phải đảm bảo điều kiện $\sigma_{Cf,max} < R_{CT}$ mới được kể đến tiết diện bêtông khi tính toán. $\sigma_{Cf,max}$ nhiều khi do tổ hợp phụ tải trọng (co ngót, thay đổi nhiệt độ) gây ra.

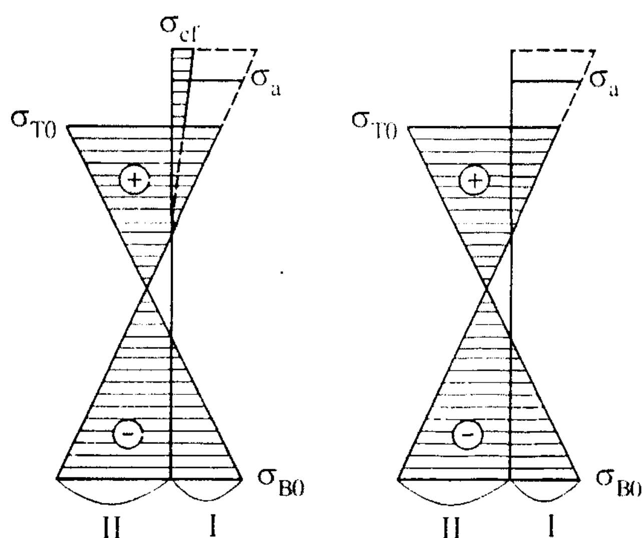
Một điều chú ý nữa là khi bêtông đã bị nứt trong một tổ hợp tải trọng thì không được tính đến trong bất kỳ tổ hợp tải trọng nào khác trừ trường hợp phần bêtông chuyển sang chịu ép.

Có hai trường hợp tính toán đối với tiết diện liên hợp chịu mômen âm khi mà bản BTCT rơi vào khu vực kéo (hình 4-3).

Trường hợp D : Khi bêtông có được tính vào thành phần tiết diện, tức là đảm bảo một trong các điều kiện sau:

$\sigma_{Cf} < 0$ ứng với trường hợp đặt tải được xét;

$\sigma_{Cf,max} < \sigma_U$ ứng với trường hợp đặt tải và tổ hợp bất lợi nhất.



Hình 4-3. *Biểu đồ ứng suất trong trường hợp D và E*

Trường hợp E: Khi bêtông không được kể vào tiết diện tính toán, tức là đồng thời có hai điều kiện:

$\sigma_{Cf} > 0$ ứng với trường hợp đặt tải được xét;

$\sigma_{Cf,max} > \sigma_U$ ứng với trường hợp đặt tải và tổ hợp bất lợi nhất.

4.2. CÔNG THỨC KIỂM TRA CƯỜNG ĐỘ CỦA TIẾT DIỆN LIÊN HỢP THÉP BÊTÔNG CỐT THÉP THEO CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN

Sau khi xác định ứng suất ép trong bêtông σ_C, σ_{Cf} để xác định trường hợp tính toán A,B,C và ứng suất kéo trong bêtông $\sigma_{Cf}, \sigma_{Cf,max}$ (khi bêtông rơi vào khu chịu kéo), để

xác định trường hợp tính toán D.E sẽ tuỳ trường hợp mà kiểm tra theo những công thức dẫn ra dưới đây. Các công thức này áp dụng cho những kết cấu thép BTCT liên hợp kiểu dầm liên hợp với bản BTCT, làm việc theo hai giai đoạn, là loại thường gặp trong các công trình cầu.

Trường hợp A:

Ứng suất ở mép biên dưới của dầm thép:

$$\sigma_{B0} = \frac{M^{I}}{W_{B0.S}} + \frac{N^{I}}{F_{S}} + \frac{M^{II.CR}}{W_{B0.STC}} + \frac{N^{II.CR}}{F_{STC}} + \sigma_{B0}^{\overline{CR}} \leq R_{S.B}$$

hay $$\sigma_{B0} = \sigma_{B0.S}^{I} + \sigma_{B0.STC}^{II.CR} \leq R_{S.B}$$

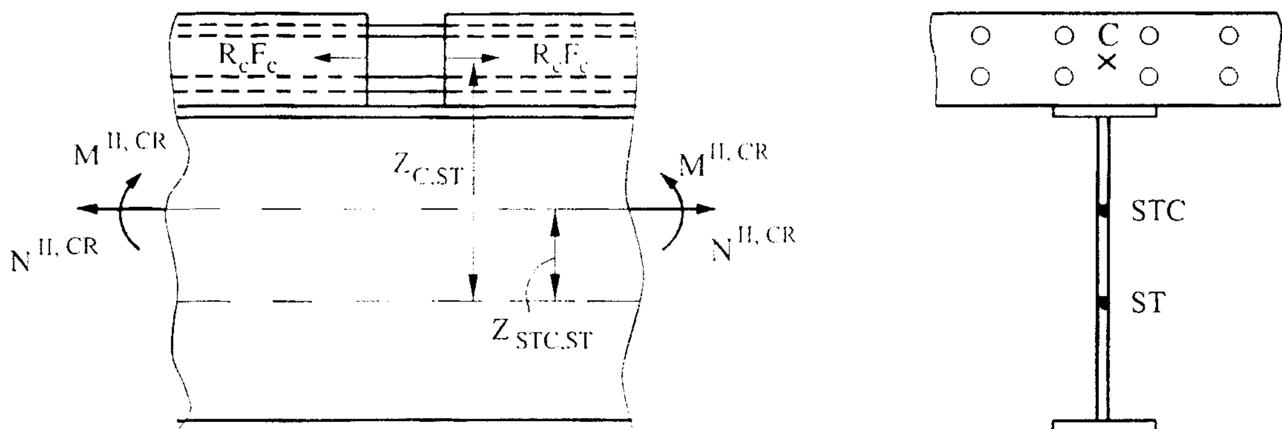
Ứng suất ở mép trên của dầm thép:

$$\sigma_{T0} = \frac{M^{I}}{W_{T0.S}} - \frac{N^{I}}{F_{S}} + \frac{M^{II.CR}}{W_{T0.STC}} - \frac{N^{II.CR}}{F_{STC}} + \sigma_{T0}^{\overline{CR}} \leq m_2 R_{S.B}$$

hay $$\sigma_{T0} = \sigma_{T0.S}^{I} + \sigma_{T0.STC}^{II.CR} \leq m_2 R_{S.B}$$

Trường hợp B:

Trong trường hợp này ứng suất trong bêtông không thể vượt quá R_C được, do đó biểu đồ ứng suất ở phần tiết diện bêtông sẽ là hình chữ nhật có trị số R_C. Để xây dựng công thức tính toán, ta tưởng tượng phần bêtông bị cắt đứt ra và thay bằng lực ép R_C, F_C đặt tại trọng tâm phần bêtông. Trong giai đoạn II phần tiết diện còn lại là dầm thép và cốt thép trong bêtông sẽ chịu $M^{II.CR}$ và $N^{II.CR}$ đặt ở trọng tâm của tiết diện liên hợp và lực kéo R_C, F_C đặt tại trọng tâm tiết diện bêtông (hình 4-4).



Hình 4-4. Để tính ứng suất trường hợp B

Như vậy ứng suất tại thớ i của dầm thép trong giai đoạn II sẽ là:

$$\sigma_i^{II,CR} = \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,ST} - R_C F_C Z_{C,ST}}{W_{i,ST}} \pm \frac{N^{II,CR} + R_C F_C}{F_{ST}}$$

$$= \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,ST}}{W_{i,ST}} \pm \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} - \left(\frac{S_{C,ST}}{W_{i,ST}} \mp \frac{F_C}{F_{ST}} \right) R_C$$

Công thức kiểm tra ứng suất trong dầm thép:

Tại mép dưới:

$$\sigma_{B0} = \frac{M^I}{W_{B0,S}} + \frac{N^I}{F_S} + \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,ST}}{W_{B0,ST}} + \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} - \left(\frac{S_{C,ST}}{W_{B0,ST}} - \frac{F_C}{F_{ST}} \right) R_C \le R_{S,B}$$

hay: $$\sigma_{B0} = \sigma^I_{B0,S} + \sigma^{II,CR}_{B0,ST} - \left(\frac{S_{C,ST}}{W_{B0,ST}} - \frac{F_C}{F_{ST}} \right) R_C \le R_{S,B}$$

Tại mép trên:

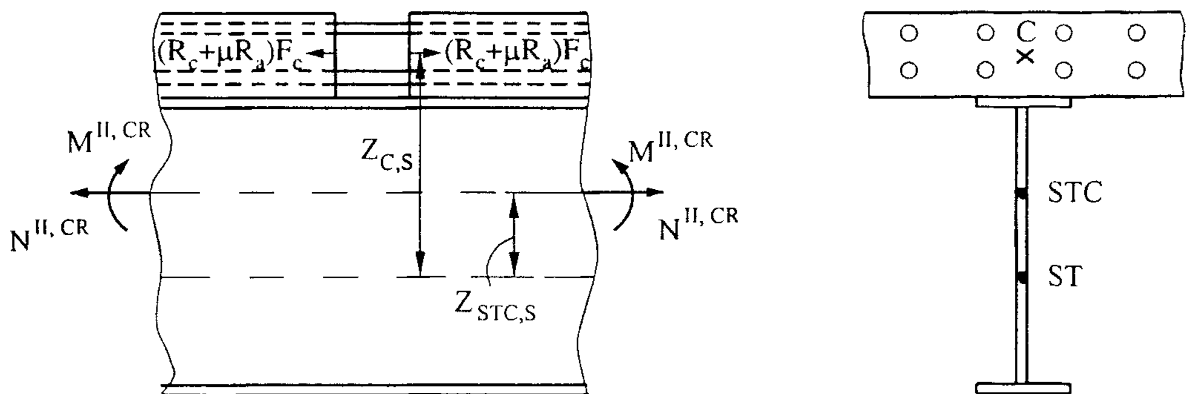
$$\sigma_{T0} = \frac{M^I}{W_{T0,S}} - \frac{N^I}{F_S} + \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,ST}}{W_{T0,ST}} + \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} - \left(\frac{S_{C,ST}}{W_{T0,ST}} - \frac{F_C}{F_{ST}} \right) R_C \le R_{S,B}$$

hay: $$\sigma_{T0} = \sigma^I_{T0,S} + \sigma^{II,CR}_{T0,ST} - \left(\frac{S_{C,ST}}{W_{T0,ST}} + \frac{F_C}{F_{ST}} \right) R_C \le R_{S,B}$$

Trong các công thức trên, ứng suất $\sigma_C = R_C$ nên $m_2 = 1$ và do bêtông làm việc trong giai đoạn dẻo nên phần ứng suất phân phối lại do từ biến σ_i^{CR} không có nữa mà tất cả đã thông qua tính toán với biểu đồ chữ nhật. N^{CR} và M^{CR} vẫn có vì xét từ biến của cả hệ.

Trường hợp C:

Trường hợp này không những biểu đồ ứng suất trong bêtông ở trong giai đoạn dẻo có dạng chữ nhật trị số là R_C mà ứng suất của cốt thép cũng đạt tới R_a làm việc trong trạng thái dẻo. Tương tự trường hợp tính toán B ta coi như cắt cả phần bêtông cốt thép mà thay bằng lực ép $R_C F_C + R_a F_a = (R_C + \mu R_a) F_C$ đặt tại trọng tâm phần bêtông (hình 4-5).



Hình 4-5. Để tính trường hợp C

Trong giai đoạn II, phần tiết diện còn lại chỉ là dam thép, chịu $M^{II,CR}$ và $N^{II,CR}$ đặt tại trọng tâm của tiết diện liên hợp, và lực kéo $(R_C + \mu R_a)F_C$ đặt tại trọng tâm phần bêtông. Ứng suất tại thớ i của dầm thép xác định bởi công thức:

$$\sigma_i^{II,CR} = \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,S} - (R_C + \mu R_a) F_C Z_{C,S}}{W_{i,S}} \pm \frac{N^{II,CR} + (R_C + \mu R_a) F_C}{F_S}$$

$$= \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,S}}{W_{i,S}} \pm \frac{N^{II,CR}}{F_S} - \left(\frac{S_{C,S}}{W_{i,S}} \mp \frac{F_C}{F_S} \right)(R_C + \mu R_a)$$

Công thức kiểm tra ứng suất trong dầm thép:

Tại mép dưới:

$$\sigma_{B0} = \frac{M^I + M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,S}}{W_{B0,S}} + \frac{N^I + N^{II,CR}}{F_S} - \left(\frac{S_{C,S}}{W_{B0,S}} - \frac{F_C}{F_S} \right)(R_C + \mu R_a) \le R_{S,B}$$

hay: $\sigma_{B0} = \sigma_{B0,S}^{I,II,CR} - \left(\frac{S_{C,S}}{W_{B0,S}} - \frac{F_C}{F_{ST}} \right)(R_C + \mu R_a) \le R_{S,B}$

Tại mép trên:

$$\sigma_{T0} = \frac{M^I + M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,S}}{W_{T0,S}} - \frac{N^I + N^{II,CR}}{F_S} - \left(\frac{S_{C,S}}{W_{T0,S}} + \frac{F_C}{F_S} \right)(R_C + \mu R_a) \le R_{S,B}$$

hay: $\sigma_{T0} = \sigma_{T0,S}^{I,II,CR} - \left(\frac{S_{C,S}}{W_{T0,S}} - \frac{F_C}{F_S} \right)(R_C + \mu R_a) \le R_{S,B}$

Trong trường hợp này cần kiểm tra độ biến dạng của bản BTCT để đảm bảo bêtông không bị phá hoại. Vì vẫn thừa nhận quy luật tiết diện phẳng nên biến dạng tại mép bản bêtông.

$$\varepsilon_C = \frac{1}{E_S} \left(\frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,S}}{W_{C,S}} - \frac{N^{II,CR}}{F_S} \right) - \frac{1}{E_S} \left(\frac{S_{C,S}}{W_{C,S}} + \frac{F_C}{F_S} \right)(R_C + \mu R_a) \le \Delta_C$$

hay: $\varepsilon_C = \frac{\sigma_{C,S}^{II,CR}}{E_S} - \frac{1}{E_S} \left(\frac{S_{C,S}}{W_{C,S}} + \frac{F_C}{F_S} \right)(R_C + \mu R_a) \le \Delta_C$

với $W_{C,S} = \frac{I_S}{Z_{C,S}}$; $Z_{C,S}$ - khoảng cách từ trục dầm thép tới mép bản bêtông

Trường hợp D:

Ứng suất ở mép dưới của dầm thép:

$$\sigma_{B0} = -\frac{M^{I}}{W_{B0,S}} - \frac{N^{I}}{F_{S}} - \frac{M^{II,CR}}{W_{B0,STC}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} - \sigma_{B0}^{\overline{CR}} \le R_{S,B}$$

hoặc $\sigma_{B0} = \sigma_{B0,S}^{I} + \sigma_{B0,STC}^{II,CR} \le R_{S,B}$

Ứng suất ở mép trên của dầm thép:

$$\sigma_{T0} = -\frac{M^{I}}{W_{T0,S}} + \frac{N^{I}}{F_{S}} - \frac{M^{II,CR}}{W_{T0,STC}} + \frac{N^{II,CR}}{F_{STC}} - \sigma_{T0}^{\overline{CR}} \le R_{S,B}$$

hoặc $\sigma_{T0} = \sigma_{T0,S}^{I} + \sigma_{T0,STC}^{II,CR} \le R_{S,B}$

Các công thức ở trường hợp này giống như trong trường hợp A, chỉ có dấu là trái lại và $m_2 = 1$ (vì bản ở đây không có tác dụng cản trở biến dạng dẻo của biên trên chịu kéo).

Trong trường hợp này ứng suất kéo trong biên trên là dương và ép trong biên dưới là dương, còn trường hợp A thì ngược lại.

Trường hợp E:

Trong trường hợp này tiết diện chỉ có phần thép (dầm thép + cốt thép)

Ứng suất ở mép dưới dầm thép:

$$\sigma_{B0} = -\frac{M^{I}}{W_{B0,S}} - \frac{N^{I}}{F_{S}} - \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,ST}}{W_{B0,ST}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} \le R_{S,B}$$

hay $\sigma_{B0} = \sigma_{B0,S}^{I} + \sigma_{B0,ST}^{II,\overline{CR}} \le R_{S,B}$

Ứng suất ở mép trên của dầm thép:

$$\sigma_{T0} = -\frac{M^{I}}{W_{T0,S}} + \frac{N^{I}}{F_{S}} - \frac{M^{II,CR} - N^{II,CR}.Z_{STC,SC}}{W_{T0,ST}} - \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} \le R_{S,B}$$

hay $\sigma_{T0} = \sigma_{T0,S}^{I} + \sigma_{T0,ST}^{II,\overline{CR}} \le R_{S,B}$

Ứng suất ở cốt thép hàng ngoài cùng:

$$\sigma_{a} = -\frac{M^{II,CR} - N^{II,CR} Z_{STC,ST}}{W_{a,ST}} + \frac{N^{II,CR}}{F_{ST}} \le R_{a}$$

hay $\sigma_{a} = \sigma_{a,ST}^{II,\overline{CR}} \le R_{a}$

(*Chú ý:* trong các công thức M và N đều coi là dương; vì thế nếu $M < 0$ hoặc $N < 0$ (là nén) thì phải kèm theo dấu)

Kiểm tra cường độ của tiết diện liên hợp khi có sự gây tạo ứng suất trước

Giả sử có tiết diện: Bản BTCT rơi vào khu vực kéo khi chịu hoạt tải. Có tiến hành căng bó cốt thép cường độ cao theo trình tự thi công như sau:

Giai đoạn I: Dầm thép chịu phần tĩnh tải thứ I, có M^{gI};

Giai đoạn II: Căng cốt thép để ép riêng dầm thép, đặt bản mặt cầu; có $N_p^{rII}, M^{gII}, X_p^{gII}$;

Giai đoạn III: Căng cốt thép ép cả tiết diện liên hợp, chất tĩnh tải và hoạt tải; có $N_p^{rIII}, M^{IIIb,CR}, N^{IIIb,CR}$.

(bước a: căng cốt thép ép toàn tiết diện liên hợp, bước b: chất tĩnh tải và hoạt tải tiếp)

Đầu tiên xác định σ_{Cf}:

$$\sigma_{Cf} = \frac{1}{n_1}\left(-\frac{N_p^{rIII} Z_{p,SC}}{W_{Cf,SC}} - \frac{N_p^{rIII}}{F_{SC}} - \frac{M^{gIII} + M^{CR} + M^q}{W_{Cf,STC}} + \frac{N^{gIII} + N^{CR} + N^q}{F_{STC}}\right) + \sigma_{Cf}^{\overline{CR}}$$

Tổ hợp phụ:

$$\sigma_{Cf} = \frac{1}{n_1}\left(-\frac{N_p^{rIII} Z_{p,SC}}{W_{Cf,SC}} - \frac{N_p^{rIII}}{F_{SC}} - \frac{M^{gIII} + M^{CR} + 0,8M^q + M^{SH,T}}{W_{Cf,STC}} + \right.$$

$$\left. + \frac{N^{gIII} + N^{CR} + 0,8N^q + N^{SH,T}}{F_{STC}}\right) + \sigma_{Cf}^{\overline{CR}} + \sigma_{Cf}^{\overline{SH,T}}$$

* Nếu $\sigma_{Cf} < 0$ hoặc $\sigma_{Cf\,max} < \sigma_U$ có trường hợp D.

Ứng suất trong dầm thép:

$$\sigma_{B0} = -\frac{M^{gI} + N_p^{rII} Z_{p,S} + M^{gII} + X_p^{gII} Z_{p,S}}{W_{B0,S}} - \frac{N^{gI} - N_p^{rII} + N^{gII} - X_p^{gII}}{F_S} -$$

$$-\frac{N_p^{rIII} Z_{p,SC}}{W_{B0,SC}} - \frac{N_p^{rIII}}{F_{SC}} - \frac{M^{IIIb,CR}}{W_{B0,STC}} - \frac{N^{IIIb,CR}}{F_{STC}} - \sigma_{B0}^{\overline{CR}} \le R_{S,B}$$

Hay $\sigma_{B0} = \sigma_{B0,S}^{I,II} + \sigma_{B0,SC}^{IIIa} + \sigma_{B0,STC}^{IIIb,CR} \le R_{S,B}$

$$\sigma_{T0} = -\frac{M^{gI} + N_p^{rII} Z_{p,S} + M^{gII} + X_p^{gII} Z_{p,S}}{W_{T0,S}} + \frac{N^{gI} - N_p^{rII} + N^{gII} - X_p^{gII}}{F_S} +$$

$$+\frac{N_p^{rIII} Z_{p,SC}}{W_{T0,SC}} + \frac{N_p^{rIII}}{F_{SC}} - \frac{M^{IIIb,CR}}{W_{T0,STC}} - \frac{N^{IIIb,CR}}{F_{STC}} - \sigma_{T0}^{\overline{CR}} \le R_{S,B}$$

Hay $\sigma_{T0} = \sigma_{T0,S}^{I,II} + \sigma_{T0,SC}^{IIIa} + \sigma_{T0,STC}^{IIIb,CR} \le R_{S,B}$

Ứng suất trong bó cốt thép:

$$\sigma_p = \frac{N_p^{rII} + X_p^{gII} + N_p^{rIII}}{F_p} - \frac{1}{n_p}\left(\frac{M^{IIIb,CR}}{W_{p,STC}} - \frac{N^{IIIb,CR}}{F_{STC}}\right) - \overline{\sigma_p^{CR}} \le R_p$$

Hay $\sigma_p = \sigma_{p,p}^{II,IIIa} + \sigma_{p,STC}^{IIIb,CR} \le R_p$

* Nếu $\sigma_{Cf} > 0$ hoặc $\sigma_{Cf\,max} > \sigma_U$ có trường hợp E

Trong dầm thép:

$$\sigma_{B0} = -\frac{M^{gI} + N_p^{rII} Z_{p,S} + M^{gII} + X_p^{gII} Z_{p,S}}{W_{B0,S}} - \frac{N^{gI} - N_p^{rII} + N^{gII} - X_p^{gII}}{F_S} -$$

$$-\frac{N_p^{rIII} Z_{p,ST} + M^{IIIb,CR} - N^{IIIb,CR} Z_{STC,ST}}{W_{B0,ST}} - \frac{-N_p^{rIII} + N^{IIIb,CR}}{F_{ST}} \le R_{S,B}$$

Hay $\sigma_{B0} = \sigma_{B0,S}^{I,II} + \sigma_{B0,ST}^{IIIa,IIIb\underline{CR}} \le R_{S,B}$

$$\sigma_{T0} = -\frac{M^{gI} + N_p^{rII} Z_{p,S} + M^{gII} + X_p^{gII} Z_{p,S}}{W_{T0,S}} + \frac{N^{gI} - N_p^{rII} + N^{gII} - X_p^{gII}}{F_S} -$$

$$-\frac{N_p^{rIII} Z_{p,ST} + M^{IIIb,CR} - N^{IIIb,CR} Z_{STC,ST}}{W_{T0,ST}} + \frac{N^{IIIb,CR} - N_p^{rIII}}{F_{ST}} \le R_{S,B}$$

Hay $\sigma_{T0} = \sigma_{T0,S}^{I,II} + \sigma_{T0,ST}^{IIIa,IIIb\underline{CR}} \le R_{S,B}$

Trong bó cốt thép:

$$\sigma_p = \frac{N_p^{rII} + X_p^{gII}}{F_p} - \frac{1}{n_p}\left(\frac{-N_p^{rIII} Z_{p,ST} + M^{IIIb,CR} - N^{IIIb,CR} Z_{STC,ST}}{W_{p,ST}} - \frac{N_p^{rIII} + N^{IIIb,CR}}{F_{ST}}\right) \le R_p$$

Hay $\sigma_p = \sigma_{p,p}^{II} + \sigma_{p,ST}^{IIIa,IIIb,\underline{CR}} \le R_p$

Trong các công thức trên:

$$M^{IIIb,CR} = M^{gIII} + M^{CR} + M^q$$

$$N^{IIIb,CR} = N^{gIII} + N^{CR} + N^q$$

4.3. KIỂM TRA VỀ MỎI TIẾT DIỆN THÉP BTCT LIÊN HỢP

Theo quy trình trạng thái giới hạn:

Đối với cầu xe lửa: tính cả phần thép, phần BTCT và neo liên kết.

Đối với cầu ôtô: chỉ phần thép và liên kết.

Giữa những tính toán về cường độ và mỏi đối với tiết diện liên hợp có những sự khác nhau sau đây:

+ Về tải trọng (hệ số siêu tải)

+ Về tính chất biến dạng của bêtông (E_C) và một vài đặc điểm trong việc xác định ứng suất trong kết cấu thép (chẳng hạn có kể tới độ cứng của nút).

+ Về trị số cường độ tính toán của vật liệu (hệ số γ).

Ngoài ra khi tính về mỏi chỉ xét với tổ hợp chính các tải trọng.

Nội dung tính toán chống mỏi là xác định các ứng suất σ_{max} và σ_{min} và kiểm tra mỏi của thép và bêtông (chịu ép) theo cường độ tính toán về mỏi phụ thuộc ở $\rho = \dfrac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$

Nội lực khi tính toán về mỏi trong phần lớn các trường hợp (trừ những trường hợp đặc biệt phải xét độ cứng của nút) cũng xác định giống như khi tính về cường độ, nghĩa là cũng theo cùng một sơ đồ tính toán, cũng những đường ảnh hưởng nội lực, cũng coi bêtông làm việc đàn hồi với tiết diện và môđun đàn hồi E_C (trong kết cấu siêu tĩnh cũng kể tới từ biến và ép xít mối nối).

Đối với tiết diện không có bản dính kết liền với cốt thép sợi cường độ cao thì ứng suất σ_{max} và σ_{min} xác định với điều kiện là chỉ kể tới phần bêtông bị ép (ứng với trường hợp đặt tải đang xét). Bên cạnh đó bêtông được coi là làm việc đàn hồi với môđun đàn hồi:

E'_C - trong cầu xe lửa khi mà hoạt tải làm tăng ép đối với bêtông.

E_C - trong các trường hợp khác, nghĩa là trong cầu xe lửa khi hoạt tải làm giảm sự ép trong bêtông và trong cầu ôtô và cầu thành phố.

Nếu khi xác định σ_{max} hoặc σ_{min} mà ứng suất tại mép bản là kéo thì sẽ không xét tới sự làm việc của bêtông nữa, tuy nhiên khi cấu tạo sườn BTCT cao thì có thể chỉ không tính phần tiết diện bêtông chịu kéo. Khi kiểm tra mỏi (theo σ_{max}) của phần bêtông bị bỏ không tính vì ứng suất kéo σ_{min}, sẽ lấy $\rho = 0$.

Đối với bản có cốt thép sợi cường độ cao dính kết, hoạt tải thường làm giảm sự ép trong bêtông và môđun đàn hồi thường lấy bằng E_C. Tuy nhiên khi tính toán về mỏi sẽ kiểm tra không những ứng suất ép trong bêtông mà cả ứng suất kéo.

Sự làm việc đàn hồi của bêtông trong tiết diện liên hợp không phụ thuộc gì các trường hợp tính toán của tiết diện theo điều kiện bền.

Vấn đề lấy môđun đàn hồi E_C khi tính mỏi trong các trường hợp bêtông chịu tải trọng lặp đi lặp lại nhưng có tính chất giảm tải là hoàn toàn hợp lý vì khi giảm tải thì bêtông làm việc đàn hồi. Còn biến dạng dẻo ở đây là do từ biến dưới dạng tĩnh tải gây ép. Do đó trong những trường hợp kiểm tra mỏi này cần phải xét đầy đủ từ biến bêtông (cả ép xít mối nối) và sự phân phối lại ứng suất tương ứng.

Trong cầu xe lửa bêtông chịu ép dưới hoạt tải thì khi chịu tải lặp đi lặp lại môđun đàn hồi của bêtông bị giảm đi do tích luỹ biến dạng dẻo khi gần tới phá hoại vì mỏi, đó là hiện tượng từ biến động. Môđun E'_C thực chất là môđun biến dạng giới hạn của bêtông.

Hiện tượng từ biến động và từ biến của bêtông thực chất có nhiều điểm giống nhau. Sự phân phối lại ứng suất giữa bêtông và thép tính gián tiếp qua môđun E'_C đã bao gồm cả sự phân phối lại ứng suất do từ biến dưới tĩnh tải, cho nên khi tính về mỏi phần phân phối lại ứng suất do từ biến của bêtông (và ép xít mối nối) không phải xét nữa.

Trong cầu ô tô số lượng lần tác dụng của tải trọng lặp đi lặp lại thấp hơn nhiều so với số lần để xác định giới hạn mỏi (2.10^6) do đó biến dạng trong bêtông rất nhỏ và không gây ra sự phân phối lại ứng suất trong bêtông và thép. Vì thế khi tính về mỏi vẫn lấy E_C.

Nếu σ_{max} còn thấp nhiều so với giới hạn về mỏi thì ngay dù với số lần tác dụng lặp đầy đủ, sự phân phối lại ứng suất cũng không diễn ra toàn bộ đến mức dùng E'_C. Cho nên trong cầu xe lửa chỉ dùng E'_C để kiểm tra mỏi của phần bêtông, còn khi kiểm tra mỏi của phần thép sẽ phải tuỳ thuộc trị số của ứng suất bêtông có đạt tới giới hạn mỏi hay không để dùng một trị số môđun đàn hồi nằm giữa E'_C và E_C bằng cách tính gián tiếp qua hệ số điều kiện làm việc m'.

Đối với tiết diện dầm liên hợp làm việc theo hai giai đoạn và chịu mômen dương trong cầu xe lửa, các công thức kiểm tra sẽ có dạng:

Đối với mép bêtông:

$$\sigma_{Cf} = \frac{M^{II,CR}}{n'W'_{Cf,STC}} \le k_p R'_{S,B}$$

Đối với mép trên dầm thép:

$$\sigma_{T0} = \frac{M^{I}}{W_{T0,S}} + \frac{M^{II,CR}}{m'_{T0}W'_{T0,STC}} \le \gamma_{T0} R_{S,B}$$

Đối với mép dưới dầm thép:

$$\sigma_{B0} = \frac{M^{I}}{W_{B0,S}} + \frac{M^{II,CR}}{m'_{B0}W'_{B0,STC}} \le \gamma_{B0} R_{S,B}$$

Trong đó:

$W'_{CI,STC}, W'_{T0,STC}, W'_{B0,STC}$ - tính với $n' = \frac{E_S}{E'_C}$

m'_{T0} và m'_{B0} - các hệ số điều kiện làm việc phụ thuộc ở σ_{CI}

Nếu $\sigma_{CI} = k_p R'_{C.B}$ thì $m'_i = 1$

Nếu $\sigma_{CI} \to 0$ thì $m'_i \to \frac{W_{i,STC}}{W'_{i,STC}}$

4.4. KIỂM TRA NỨT CỦA TIẾT DIỆN THÉP BTCT LIÊN HỢP

Cũng như trong các kết cấu bêtông cốt thép, tính toán về nứt nhằm bảo đảm tuổi thọ của kết cấu và chống rỉ cho cốt thép nằm trong phần BTCT. Tính toán tiến hành với tổ hợp chính và cả tổ hợp phụ tải trọng, vì nhiều khi tổ hợp phụ tải trọng lại có thể có ý nghĩa quyết định trong kiểm tra về nứt.

Các tiết diện cần kiểm tra là các tiết diện khi kiểm tra về cường độ có thể xuất hiện ứng suất kéo. Nội lực cũng tính theo cùng một sơ đồ tính toán và cùng những đường ảnh hưởng nội lực như trong tính toán về cường độ, coi toàn bộ bêtông làm việc đàn hồi với E_C và cũng kể tới từ biến và ép xít mối nối trong kết cấu siêu tĩnh.

- Nếu trong kết cấu có cốt thép sợi cường độ cao thì khi kiểm tra về nứt phải bảo đảm điều kiện ứng suất σ_{CI} vẫn ép khi tính với giả thiết bêtông làm việc đàn hồi với E_C.

- Nếu trong kết cấu không có cốt thép sợi cường độ cao thì phải kiểm tra điều kiện độ mở rộng đường nứt không quá giới hạn cho phép:

Với cốt thép trơn $a_{cra} = 0,5\frac{\sigma_a}{E_a}\psi_1 R_r \le \Delta_{cra}$;

Với cốt thép có gờ $a_{cra} = 3,0\frac{\sigma_a}{E_a}\psi_2\sqrt{R_r} \le \Delta_{cra}$.

Trong đó:

σ_a - ứng suất trong hàng cốt thép ngoài cùng, xác định với giả thiết bêtông không tham gia vào tiết diện và không tính từ biến, ép xít mối nối (tương tự trường hợp E về cường độ);

E_a - môđun đàn hồi của cốt thép;

R_r - bán kính ảnh hưởng cốt thép xác định như sau: $R_r = \frac{F_C}{nd_a}$;

n và d_a - số lượng và đường kính cốt thép bố trí trong diện tích bản BTCT F_C;

ψ_1 và ψ_2 - các hệ số nói lên ảnh hưởng của bêtông (giữa các vết nứt) tới biến dạng của cốt thép. Có thể lấy $\psi_1 = 1$, $\psi_2 = 0,9$;

Δ_{cra} - độ mở rộng nứt cho phép, bằng 0,02cm.

Chương V

TÍNH TOÁN KẾT CẤU NHỊP LIÊN HỢP DƯỚI TÁC DỤNG CO NGÓT CỦA BÊTÔNG VÀ NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI

5.1. ẢNH HƯỞNG CO NGÓT BÊTÔNG

Như đã biết, hiện tượng co ngót của bêtong là kết quả của các hiện tượng hoá lý và mao dẫn xảy ra trong thành phần cấu trúc dính kết của bêtông. Biến dạng tương đối khi co ngót tự do cũng giống như biến dạng từ biến tự do, phát triển theo quy luật tắt dần theo thời gian t và có thể biểu thị bằng công thức:

$$\varepsilon_{sh}(t) = \varepsilon_{sh}(1 - e^{-\xi t})$$

Trong đó:

ξ - hệ số tốc độ phát triển tắt dần của sự co ngót.

ε_{sh} - trị số biến dạng tương đối cuối cùng khi co ngót tự do

ε_{sh} về lý thuyết khi $t = \infty$, nhưng thực tế thì ứng với $t = 3 \div 4$ n. Đại lượng này phụ thuộc rất nhiều nhân tố trong đó có chế độ ẩm khi bêtông đông cứng, kích thước kết cấu, thành phần bêtông, loại xi măng... Người ta đã qua nhiều thí nghiệm và thực nghiệm để xác định ε_{sh}.

Cũng như đối với kết cấu BTCT, trong kết cấu thép BTCT liên hợp biến dạng co ngót bị phần thép cản trở, phần thép này rất cứng và có kích thước lớn nên ảnh hưởng lớn đến biến dạng co ngót chứ không như trong kết cấu BTCT. Kết quả là trong kết cấu xuất hiện ứng suất nội tại do co ngót: bêtông bị ứng suất kéo và phần thép tiếp xúc với bêtông bị ứng suất ép.

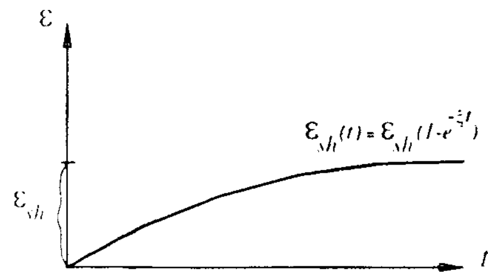
Thông thường, trọng tâm phần thép và phần bêtông không trùng với nhau nên trong phân tố liên hợp nói chung sẽ bị uốn, và thớ của phần thép phía không tiếp xúc với bêtông sẽ xuất hiện ứng suất kéo.

Biến dạng co ngót của bêtông trong kết cấu liên hợp nhỏ đi rất nhiều so với biến dạng khi co ngót tự do.

Qua nhiều kết quả thí nghiệm người ta thấy rằng giả thiết về tiết diện phẳng vẫn có thể áp dụng được khi biến dạng do co ngót.

Thực ra dưới tác dụng lâu dài của ứng suất do co ngót không tự do thì trong bêtông cũng xuất hiện từ biến, và từ biến này lại làm giảm ứng suất do co ngót. Hai hiện tượng co ngót và từ biến có tác dụng ảnh hưởng lẫn nhau rất phức tạp trong quá trình diễn biến theo thời gian, và do tính chất có những chỗ tương tự nên hợp thành một quá trình thống nhất.

Phân tích ảnh hưởng của từ biến tới ứng suất do co ngót ta thấy rằng, trái với trường hợp tác dụng của tải trọng cố định, lúc đầu ứng suất do tải trọng cố định có trị số cực đại sau đó giảm dần (do từ biến), ở đây ứng suất do co ngót lúc đầu bằng không sau tăng đạt tới một trị số nhất định (hình 5-1). Như vậy vào giai đoạn đầu



Hình 5-1. Biểu đồ biến dạng do co ngót

đáng ra biến dạng từ biến có thể phát triển mạnh thì ứng suất (do co ngót) lại gần bằng không và từ biến sẽ hầu như không xuất hiện. Như vậy ảnh hưởng toàn bộ của từ biến tới ứng suất do co ngót trong cả quá trình phải nhỏ hơn ảnh hưởng của từ biến tới ứng suất do tải trọng cố định. Vì lẽ đó khi tính toán về co ngót có xét tới từ biến thì môđun đàn hồi có hiệu E_{sh} phải gần với môđun đàn hồi E_C hơn là môđun đàn hồi có hiệu khi tính với tải trọng cố định có xét tới từ biến E_{eff}.

Cho nên trong phương pháp tính đơn giản người ta lấy $E_{sh} = 0{,}5E_C$ để tính co ngót của bêtông đồng thời có xét tới từ biến, so với khi tính với tải trọng cố định có xét tới ảnh hưởng từ biến dùng $E_{eff} = 0{,}4E_C$.

Trong kết cấu thép BTCT liên hợp biến dạng tương đối do co ngót cho phép lấy bằng:

$\varepsilon_{sh} = 2.10^{-4}$ nếu kết cấu đổ bêtông toàn khối.

$\varepsilon_{sh} = 1.10^{-4}$ nếu kết cấu có phần bêtông lắp ghép.

(So với biến dạng co ngót tự do ε_{sh} có thể tới trên 6.10^{-4}).

Cần chú ý là trị số ε_{sh} ở đây dùng cho cả trường hợp tính nội lực tiêu chuẩn lẫn nội lực tính toán, vì hệ số siêu tải đối với co ngót của bêtông là 1,0.

5.2. ẢNH HƯỞNG CỦA NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI

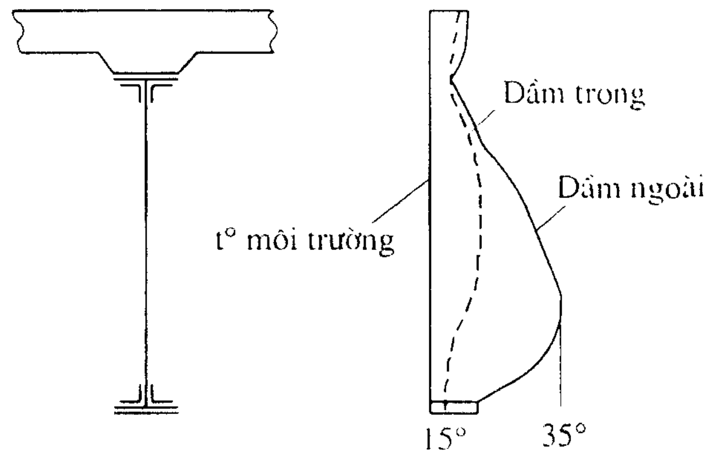
Trong kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp, hệ số dẫn nhiệt của thép và bêtông chênh nhau gấp chừng 50 lần do đó khi nhiệt độ trong môi trường thay đổi sẽ phát sinh ứng suất do nhiệt độ khá lớn, đặc biệt là trường hợp bộ phận thép có bề dầy nhỏ (như sườn dầm) bị ánh nắng mặt trời trực tiếp rọi vào.

Người ta phân chia hai trường hợp nhiệt độ chênh lệch trong kết cấu thép BTCT liên hợp:

1. Khi nhiệt độ phần thép cao hơn nhiệt độ phần BTCT. Độ chênh lệch nhiệt độ đạt tới mức tối đa vào khoảng quá trưa mùa hè trời nắng, khi có ánh nắng mặt trời rọi trực tiếp. Trong trường hợp này phần bản BTCT sẽ bị kéo, toàn kết cấu liên hợp bị uốn, giống như trường hợp co ngót của bêtông bản.

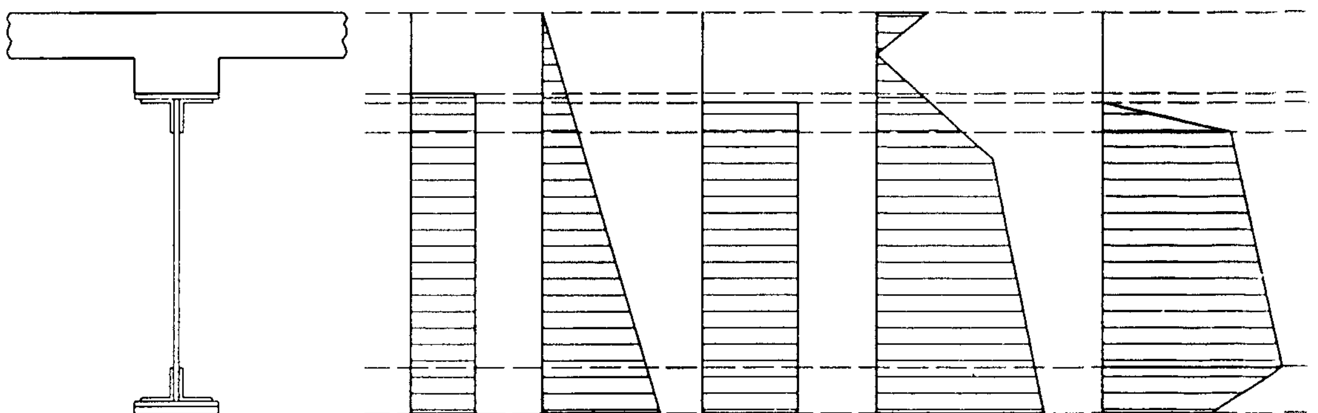
2. Khi nhiệt độ phần thép thấp hơn nhiệt độ phần BTCT. Độ chênh lệch nhiệt độ đạt tới mức tối đa thường vào nửa đêm mùa rét, hoặc có thể trong mùa hè nhưng mưa to đột ngột khi thép nguội lạnh nhanh còn bêtông vẫn còn giữ nhiệt độ cao. Trong trường hợp này bản BTCT sẽ chịu ứng suất ép.

Qua nhiều kết quả quan sát và đo đạc người ta thấy không có sự chênh lệch đột ngột về nhiệt độ giữa hai mặt tiếp giáp thép và bêtông, nhiệt độ cao nhất nằm trong phạm vi sườn dầm vào khoảng giữa chiều cao, phần biên dưới nhiệt độ nhỏ hơn nhiều so với sườn (hình 5-2). Cả dầm bị chiếu nắng không đều có biểu đồ nhiệt độ tương tự theo cùng một quy luật. Dĩ nhiên dầm ngoài chênh lệch nhiều so với dầm trong. Trong một dầm, nhiệt độ phân bố tương đối đều theo chiều dài nhịp.



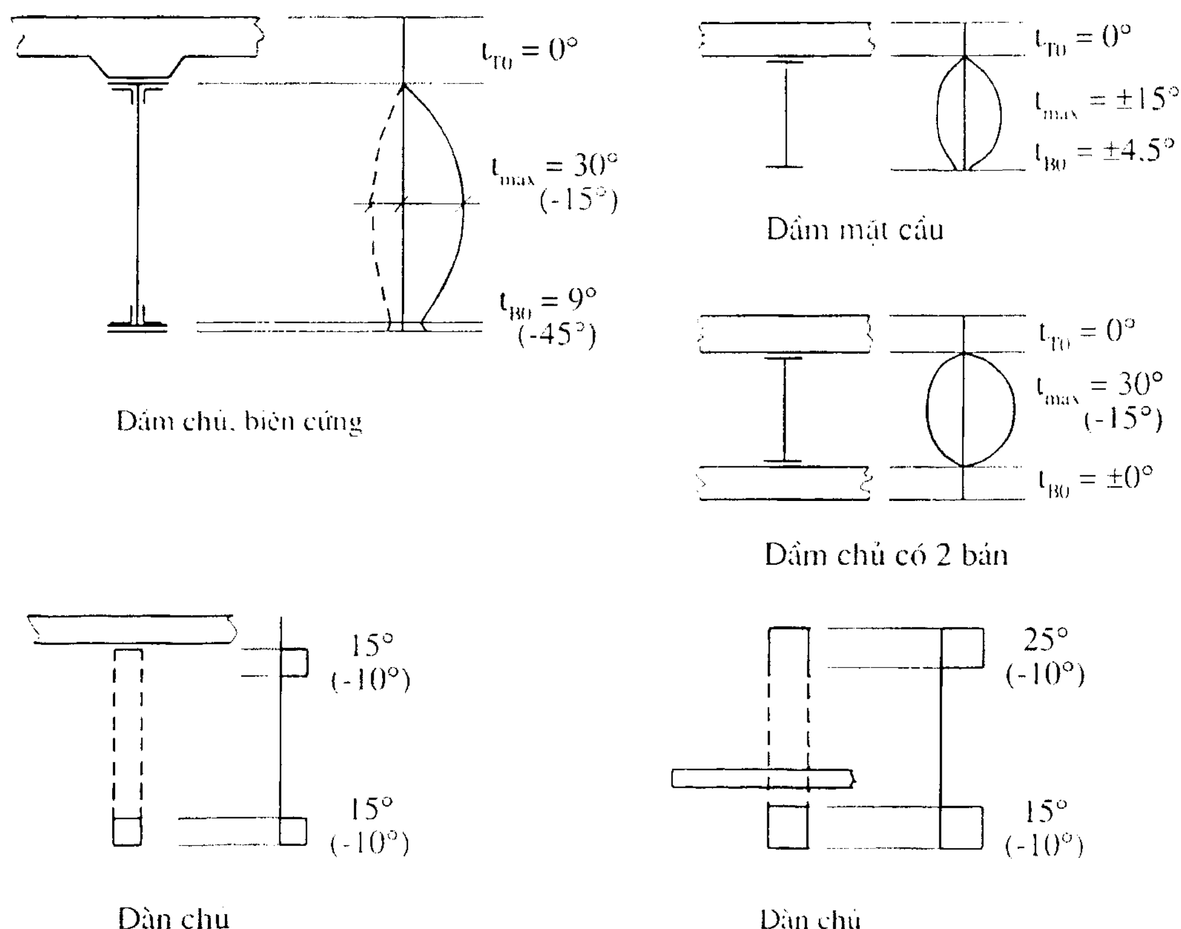
Hình 5-2. Biểu đồ nhiệt độ trong dầm liên hợp

Với sự thay đổi nhiệt độ trong kết cấu liên hợp như vậy, song các nhà nghiên cứu đưa ra các biểu đồ nhiệt độ để tính toán khác nhau (hình 5-3).



Hình 5-3. Các biểu đồ để tính toán thay đổi nhiệt độ

Những năm 60 của thế kỷ 20 trở về trước, phần lớn trong tính toán thường dùng biểu đồ (1) vì lẽ tính toán đơn giản. Trong những năm gần đây người ta chấp nhận biểu đồ thay đổi nhiệt độ như sau (hình 5-4):



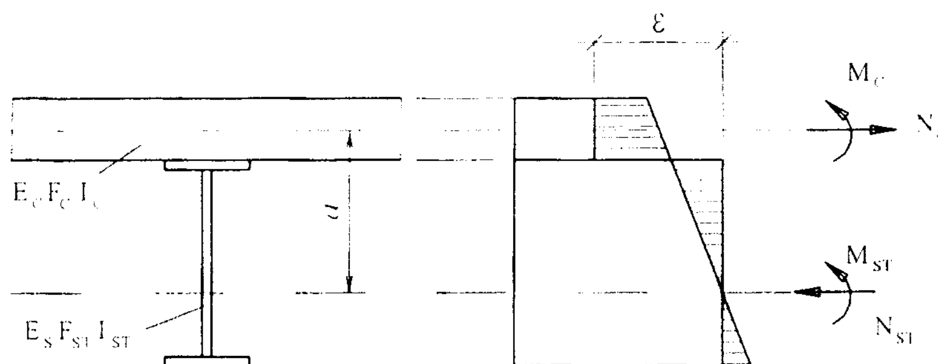
Hình 5-4. Các biểu đồ nhiệt độ để tính các kết cấu khác nhau

Các trị số nhiệt độ chênh lệch trên là trị số tiêu chuẩn. Cần phải xét với hệ số siêu tải 1,1. Hệ số dãn nở của thép và bêtông lấy là $\alpha = 1.10^{-5}$.

5.3. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC VÀ ỨNG SUẤT DO CO NGÓT CỦA BÊTÔNG VÀ NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI

5.3.1. Xác định nội lực và ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi với giả thiết biểu đồ nhiệt độ phân bố đều

Xét tiết diện dầm liên hợp trên hình 5-5.



Hình 5-5. Để tính nội lực và ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi

Điều kiện để xác định $M_C, M_{ST}, N_C = N_{ST} = N$ là cân bằng nội lực và mômen trong các phần của tiết diện liên hợp, dầm và bản có cùng một độ cong và tiết diện sau khi biến dạng vẫn phẳng.

Theo điều kiện cân bằng nội lực:

$$M_{ST} + M_C = N.a \qquad (1)$$

Theo điều kiện có cùng độ cong:

$$\frac{M_{ST}}{E_S I_{ST}} = \frac{M_C}{E_C I_C} \qquad (2)$$

Theo điều kiện tiết diện phẳng: (biến dạng của phần thép ở mức trọng tâm bản bêtông sẽ bằng biến dạng tự do trừ đi biến dạng do nội lực).

$$\frac{N_{ST}}{E_S F_{ST}} + \frac{M_{ST}}{E_S I_{ST}} a = \varepsilon - \frac{N_C}{E_C F_C} \qquad (3)$$

Từ hệ thống 3 phương trình trên giải ra được:

$$N = A(E_C I_C + E_S I_{ST})\varepsilon;$$

$$M_C = AaE_C I_C \varepsilon;$$

$$M_{ST} = AaE_S I_{ST} \varepsilon;$$

Với

$$A = \frac{1}{a^2 + (E_C I_C + E_S I_{ST})\left(\dfrac{1}{E_C F_C} + \dfrac{1}{E_S F_{ST}}\right)}$$

Sau khi có N, M_C, M_{ST} ta hoàn toàn xác định được ứng suất trong các thớ của bản BTCT hoặc của dầm thép.

Khi tính với nhiệt độ $\varepsilon = \alpha t$ (t- nhiệt độ chênh lệch giữa dầm và bản), khi tính về co ngót $\varepsilon = \varepsilon_{sh}$. Nếu có xét từ biến dùng $E_{sh} = 0,5E_C$.

5.3.2. Xác định nội lực và ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi (cách tính tổng quát)

Biến dạng dàn hồi tương đối ứng với ứng suất phát sinh do co ngót hoặc nhiệt độ thay đổi của một thớ bất kỳ thuộc tiết diện có thể biểu thị bởi:

$$\varepsilon = \frac{dU}{dx} - \varepsilon_{fr}$$

Trong đó:

ε_{fr} - biến dạng tự do tương đối do co ngót hoặc do nhiệt độ;

U - biến dạng toàn phần do kết quả của hiện tượng co ngót hoặc nhiệt độ thay đổi.

Theo giả thiết về tiết diện phẳng, biến dạng tương đối toàn phần tại một tiết diện phải tuân theo luật bậc nhất, do đó có thể viết:

$$\frac{dU}{dx} = A + Bz$$

Với: z - tung độ của thớ được xét tính từ trục qua trọng tâm tiết diện liên hợp;

A, B - các hằng số.

Ứng suất do co ngót hay nhiệt độ sẽ là:

$$\sigma = \varepsilon E = (-\varepsilon_{fr} + A + Bz)E$$

Trong kết cấu tĩnh định, dưới ảnh hưởng của co ngót hay nhiệt độ, tại tiết diện không xuất hiện lực dọc và mômen, do đó:

$$N = \int_F \sigma dF = 0 \rightarrow \int_F (-\varepsilon_{fr} + A + Bz)EdF = -\int_F \varepsilon_{fr} EdF + A\int_F EdF + B\int_F zEdF = 0$$

$$M = \int_F \sigma z dF = 0 \rightarrow \int_F (-\varepsilon_{fr} + A + Bz)EzdF = -\int_F \varepsilon_{fr} zEdF + A\int_F zEdF + B\int_F z^2 EdF = 0$$

Vì z tính từ trục qua trọng tâm tiết diện nên: $\int_F zEdF = 0$

Rút ra: $$A = \frac{\int_F \varepsilon_{fr} EdF}{\int_F EdF} \text{ và } B = \frac{\int_F \varepsilon_{fr} zEdF}{\int_F z^2 EdF}$$

Khi tính về co ngót của bêtông:

Đối với bêtông: $\varepsilon_{fr} = -\varepsilon_{sh}$ và $E = E_{sh} = 0{,}5E_C$ (có xét đến từ biến)

Đối với thép (kể cả cốt thép): $\varepsilon_{fr} = 0$ và $E = E_S$

Ở đây khi tính tiết diện tương đương phải quy đổi với mô đun đàn hồi E_{sh} nên các đặc trưng hình học có chỉ số "sh"

$$A = -\varepsilon_{sh}\frac{F_{STC}^{sh} - F_{ST}}{F_{STC}^{sh}}; \text{ và } B = -\varepsilon_{sh}\frac{F_{STC}^{sh} - F_{ST}}{I_{STC}^{sh}} Z_{C,STC}^{sh}$$

Thay giá trị của A và B vào công thức của ứng suất sẽ có trị số của ứng suất:

Cho thớ bất kỳ "i" của bêtông:

$$\sigma_i^{\overline{sh}} = \left(\varepsilon_{sh} - \varepsilon_{sh}\frac{F^{sh} - F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} - \varepsilon_{sh}\frac{F^{sh} - F_{ST}}{I_{STC}^{sh}} Z_{C.STC}^{sh} Z_{i,STC}^{sh}\right)E_{sh}$$

Cho thớ bất kỳ "k" của thép:

$$\overline{\sigma_k^{sh}} = \left(-\varepsilon_{sh} \frac{F^{sh} - F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} - \varepsilon_{sh} \frac{F_{STC}^{sh} - F_{ST}}{I_{STC}^{sh}} Z_{C,STC}^{sh} z_{k,STC}^{sh} \right) E_S$$

Nếu ta ký hiệu: $S_{ST,STC}^{sh} = F_{ST} Z_{ST,STC}^{sh}$

Và chú ý rằng: $Z_{ST,STC}^{sh} E_S F_{ST} + Z_{C,STC}^{sh} E_{sh} F_C = 0$

hay: $$Z_{C,STC}^{sh} = -\frac{E_S F_{ST} Z_{ST,STC}^{sh}}{E_{sh} F_C} = -\frac{S_{ST,STC}^{sh}}{F_{STC} - F_{ST}}$$

Khi đó sẽ có:

Cho bêtông: $$\overline{\sigma_i^{sh}} = \varepsilon_{sh} E_{sh} \left(\frac{F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} + \frac{S_{ST,STC}^{sh}}{I_{STC}^{sh}} z_{i,STC}^{sh} \right);$$

Cho thép : $$\overline{\sigma_k^{sh}} = \varepsilon_{sh} E_S \left(-1 + \frac{F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} + \frac{S_{ST,STC}^{sh}}{I_{STC}^{sh}} z_{k,STC}^{sh} \right);$$

(dấu + là kéo ; dấu - là ép)

Cụ thể đối với các thớ mép của bản bêtông, của dầm thép và của cốt thép trong bản, sẽ có công thức để xác định ứng suất do co ngót như sau (chú ý rằng từ đây lấy z với trị số tuyệt đối)

$$\overline{\sigma_{cf}^{sh}} = \varepsilon_{sh} E_{sh} \left(\frac{F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} - \frac{S_{ST,STC}^{sh}}{I_{STC}^{sh}} z_{cf,STC}^{sh} \right); \text{(kéo)}$$

$$\overline{\sigma_C^{sh}} = \varepsilon_{sh} E_{sh} \left(\frac{F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} - \frac{S_{ST,STC}^{sh}}{I_{STC}^{sh}} z_{C,STC}^{sh} \right); \text{(kéo)}$$

$$\overline{\sigma_a^{sh}} = \varepsilon_{sh} E_S \left(1 - \frac{F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} + \frac{S_{ST,STC}^{sh}}{I_{STC}^{sh}} z_{a,STC}^{sh} \right); \text{(ép)}$$

$$\overline{\sigma_{T0}^{sh}} = \varepsilon_{sh} E_S \left(1 - \frac{F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} + \frac{S_{ST,STC}^{sh}}{I_{STC}^{sh}} z_{T0,STC}^{sh} \right); \text{(ép)}$$

$$\overline{\sigma_{B0}^{sh}} = \varepsilon_{sh} E_S \left(\frac{F_{ST}}{F_{STC}^{sh}} + \frac{S_{ST,STC}^{sh}}{I_{STC}^{sh}} z_{B0,STC}^{sh} - 1 \right); \text{(kéo)}$$

Khi tính với nhiệt độ thay đổi với biểu đồ phân bố nhiệt độ trong dầm thép không đổi ta cũng áp dụng đường lối như trên, nhưng khi tính A và B sẽ ứng với :

Đối với bêtông: $E = E_C$ và $\varepsilon_{tr} = 0$

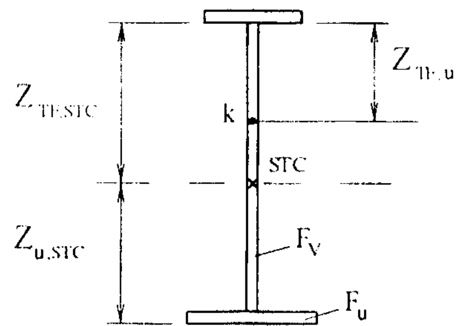
Đối với thép : $E = E_S$ và $\varepsilon_{tr} = \alpha t$

Sẽ có:
$$A = \frac{\int_F \varepsilon_{tr} E dF}{\int_F E dF} = \alpha t \frac{F_{ST}}{F_{STC}}; B = \frac{\int_F \varepsilon_{tr} z E dF}{\int_F Z^2 E dF} = \alpha t \frac{S_S}{I_{STC}}$$

Thay vào công thức của ứng suất các giá trị A và B đã tính được sẽ có ứng suất do nhiệt độ thay đổi.

Trường hợp nhiệt độ thay đổi với biểu đồ hình elip:

Cách tính toán vẫn như trên, nhưng khi xác định A và B thì :



Hình 5-6. Để tính ψ_k

Đối với bêtông : $E = E_C$ và $\varepsilon_{tr} = 0$

Đối với thép : $E = E_S$ và

$\varepsilon_{tr} = 0$ - ở biên trên của dầm và trong cốt thép;

$= \alpha t_{max} \psi_k$ - trên phần sườn dầm;

$= 0,3\alpha t_{max}$ - ở biên dưới.

Với
$$\psi_k = \sqrt{3,91 \frac{Z_{TF,k}}{h} - 3,82\left(\frac{Z_{TF,k}}{h}\right)^2}$$

Trong đó: $Z_{TF,k}$ - khoảng cách tính từ điểm k đến mép dưới biên trên (hình 5-6)

Như vậy:
$$A = \frac{\int_F \varepsilon_{tr} E dF}{\int_F E dF} = \alpha t_{max} \frac{F_S}{F_{STC}}; B = \frac{\int_F \varepsilon_{tr} z E dF}{\int_F Z^2 E dF} = \alpha t_{max} \frac{S_S}{I_{STC}}$$

Với F_S - diện tích giả định phần tiết diện bị đốt nóng

$$F_S = 0,8F_V + 0,3F_U$$

S_S - Mômen tĩnh giả định phần tiết diện bị đốt nóng :

$$S_S = (0,4h - 0,8Z_{TF.STC})F_V + 0,3Z_{U,STC}F_U$$

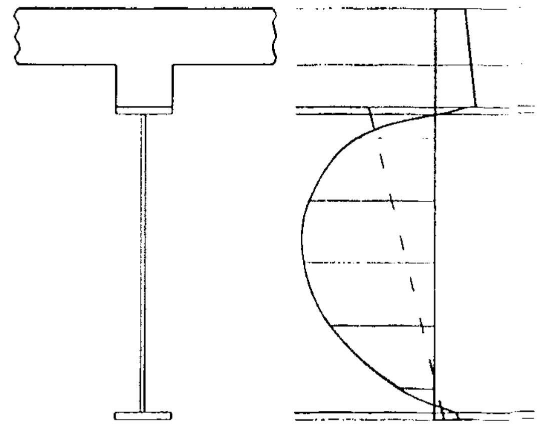
Trong đó:

F_V - Diện tích tiết diện phần sườn dầm (gồm cả cánh đứng thép góc biên).

F_U - Diện tích tiết diện biên dưới.

Tượng tự như trên sẽ có công thức xác định ứng suất do nhiệt độ (ở đây Z lấy trị số tuyệt đối):

$$\sigma_{cf}^{\bar{T}} = \alpha t_{max} E_C \left(\frac{F_S}{F_{STC}} - \frac{S_S}{I_{STC}} Z_{cf.STC} \right); \text{(kéo)}$$



Hình 5-7. Biểu đồ ứng suất do nhiệt độ thay đổi ($t_{max} > 0$)

$$\sigma_C^{\bar{T}} = \alpha t_{max} E_C \left(\frac{F_S}{F_{STC}} - \frac{S_S}{I_{STC}} Z_{C.STC} \right); \text{(kéo)}$$

$$\sigma_a^{\bar{T}} = \alpha t_{max} E_S \left(\frac{F_S}{F_{STC}} - \frac{S_S}{I_{STC}} Z_{a.STC} \right); \text{(kéo)}$$

$$\sigma_{TO}^{\bar{T}} = \alpha t_{max} E_S \left(\frac{F_S}{F_{STC}} - \frac{S_S}{I_{STC}} Z_{TO.STC} \right); \text{(kéo)}$$

$$\sigma_{-k}^{\bar{T}} = \alpha t_{max} E_S \left(\psi_{-k} - \frac{F_S}{F_{STC}} - \frac{S_S}{I_{STC}} Z_{-k.STC} \right); \text{(ép)}$$

$$\sigma_k^{\bar{T}} = \alpha t_{max} E_S \left(\psi_k - \frac{F_S}{F_{STC}} - \frac{S_S}{I_{STC}} Z_{k.STC} \right); \text{(ép)}$$

$$\sigma_{BO}^{\bar{T}} = \alpha t_{max} E_S \left(\frac{F_S}{F_{STC}} + \frac{S_S}{I_{STC}} Z_{BO.STC} - 0,3 \right); \text{(kéo)}$$

Biểu đồ ứng suất được vẽ trên hình 5-7

Nếu nhiệt độ của thép thấp hơn nhiệt độ bản bêtông thì t_{max} sẽ có giá trị âm, chiều của ứng suất sẽ ngược lại.

Trường hợp có hai bản ở bên trên và bên dưới, các công thức tương tự như trên nhưng thay $F_S = 0,8F_V$ và $S_S = (0,4h - 0,8Z_{TF.STC})F_V$

5.3.3. Xác định nội lực phụ trong kết cấu siêu tĩnh

Đối với các kết cấu siêu tĩnh thì co ngót của bêtông và nhiệt độ thay đổi không những gây ra ứng suất nội tại giữa các phần bêtông và thép, mà còn gây ra nội lực mômen, lực dọc.. Những nội lực này cũng xác định theo phương pháp lực thông thường đối với một bài toán siêu tĩnh, cũng dùng hệ cơ bản như khi tính với tải trọng tác dụng. Có điều cần chú ý là khi tính về co ngót mà có xét tới từ biến thì dùng môđun đàn hồi $E_{sh} = 0,5E_C$ để xác định đặc trưng hình học của tiết diện liên hợp.

Để tính các chuyển vị do co ngót $\Delta_{i,sh}$ và do nhiệt độ $\Delta_{i,T}$ theo phương của các ẩn số lực X_i người ta nghiên cứu trên hệ cơ bản trong đó các phân tố thép bêtông cốt thép liên hợp chỉ gồm một phần hoặc thép hoặc bêtông. Xét với phần bêtông sẽ thuận tiện hơn vì thường tiết diện phần bêtông không thay đổi. Sở dĩ như vậy là vì dưới tác động của co

ngót hoặc nhiệt độ thay đổi, trong kết cấu hệ cơ bản chỉ có các thanh, các bộ phận thép bêtông cốt thép liên hợp mới phát sinh ứng suất nội tại.

Như vậy: $$\Delta_{i,sh} = \sum \int \frac{M_{i(C)} M_C^{sh} dx}{E_{sh} I_C} + \sum \int N_{i(C)} \left(\varepsilon_{sh} - \frac{N_C^{sh}}{E_{sh} F_C} \right) dx;$$

$$\Delta_{i,T} = \sum \int \frac{M_{i(C)} M_C^T dx}{E_C I_C} + \sum \int \frac{N_{i(C)} N_C^T}{E_C F_C} dx;$$

Các trị số $M_C^{sh}, N_C^{sh}, M_C^T, N_C^T$ có thể xác định từ ứng suất tính theo các công thức ở phần trên:

$$M_C^{sh} = \frac{\sigma_{ct}^{sh} - \sigma_C^{sh}}{Z_{ct.C}} I_C; N_C^{sh} = \sigma_C^{sh} F_C$$

$$M_C^T = \frac{\sigma_{ct}^T - \sigma_C^T}{Z_{ct.C}} I_C; N_C^T = \sigma_C^T F_C$$

Do đó : $$\Delta_{i,sh} = \sum \frac{\sigma_{ct}^{sh} - \sigma_C^{sh}}{E_{sh} Z_{ct.C}} \int M_{i(C)} dx + \sum \left(\varepsilon_{sh} - \frac{\sigma_C^{sh}}{E_{sh}} \right) \int N_{i(C)} dx$$

$$\Delta_{i,T} = \sum \frac{\sigma_{ct}^T - \sigma_C^T}{E_C Z_{ct.C}} \int M_{i(C)} dx + \sum \frac{\sigma_C^T}{E_C} \int N_{i(C)} dx$$

Nhiều trường hợp $N_{i(C)} = 0$ và hơn nữa ảnh hưởng của lực dọc không đáng kể, do đó có thể bỏ qua số hạng thứ hai.

Sau khi xác định được $\Delta_{i,sh}$ (hoặc $\Delta_{i,T}$) và các $\delta_{i,k}$ sẽ giải hệ phương trình chính tắc để xác định ra X_i^{sh} (hoặc X_i^T). Trên cơ sở đó tính được nội lực phụ tại các tiết diện.

Chẳng hạn mômen: $M^{sh(T)} = M_1 X_1^{sh(T)} + M_2 X_2^{sh(T)} + ...$

5.4. KIỂM TRA CƯỜNG ĐỘ VÀ CHỐNG NỨT CỦA TIẾT DIỆN CÓ KỂ ĐẾN CO NGÓT CỦA BÊTÔNG VÀ NHIỆT ĐỘ THAY ĐỔI

Ảnh hưởng của co ngót bêtông và nhiệt độ thay đổi tính toán với tổ hợp phụ các tải trọng. Người ta xét hai trường hợp:

Bêtông co ngót cùng với nhiệt độ chênh lệch giữa thép và bêtông $t > 0$;

Nhiệt độ chênh lệch giữa thép và bêtông $t < 0$.

Khi tính toán về bền trong trường hợp B và C tức là bêtông làm việc trong giai đoạn dẻo, sẽ không cần kể đến ứng suất nội tại do co ngót và nhiệt độ thay đổi, bởi vì hoặc là

bêtông không cản trở sự biến dạng của phần thép (khi $t_0 < 0$) hoặc là ứng suất đó chỉ giảm bớt biến dạng dẻo (khi $t_0 > 0$ hoặc co ngót).

Tuy nhiên trong trường hợp tính toán E thì khác. Bêtông ở đây không đưa vào thành phần tiết diện kiểm tra vì chịu kéo hoặc đã bị nứt. Nhưng trong phạm vi giữa các vết nứt thì vẫn còn tồn tại biến dạng do co ngót và nhiệt độ của phần bêtông cốt thép và ảnh hưởng đến sự làm việc của toàn kết cấu và bêtông cốt thép được liên hợp với thép vì cốt thép dính kết trong bêtông.

Có thể coi một cách đơn giản là bêtông cốt thép như kết cấu bị kéo trung tâm với lực xác định trên cơ sở ứng suất kéo tại trọng tâm của tiết diện BTCT. Tại tiết diện chỗ vết nứt toàn bộ phần nội lực $F_C\overline{\sigma_{C,STC}^{sh,T}}$ do co ngót và nhiệt độ thay đổi từ phần bêtông sẽ truyền cho cốt thép. Như vậy trong cốt thép ngoài ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi của bản thân, còn chịu thêm phần ứng suất truyền từ bêtông. Vì vậy:

$$\sigma_a^{sh,T} = \sigma_{a,ST}^{sh,T} + \overline{\sigma_{a,STC}^{sh,T}} + \frac{F_C}{F_a}\overline{\sigma_{C,STC}^{sh,T}}$$

Trong đó: $\sigma_{a,ST}^{sh,T} = \dfrac{M^{sh,T}}{W_{a,ST}} + \dfrac{N^{sh,T}}{F_{ST}}$ chỉ có trong hệ siêu tĩnh.

Tóm lại khi tính toán kiểm tra cường độ tiết diện có bản chịu ép dưới tác dụng của hoạt tải, ứng suất do tải trọng và lực ứng suất trước sẽ cộng thêm với:

+ Trường hợp A: ứng suất toàn phần do co ngót và nhiệt độ thay đổi $\sigma_{STC}^{sh,T}$ xác định theo các đặc trưng hình học của tiết diện liên hợp (đối với co ngót dùng E_{sh});

+ Trường hợp B: ứng suất $\sigma_{i,ST}^{sh,T}$ do nội lực phụ gây ra bởi co ngót và nhiệt độ thay đổi, xác định theo các đặc trưng hình học của tiết diện gồm kết cấu thép và cốt thép (chỉ có đối với kết cấu siêu tĩnh).

+ Trường hợp C: ứng suất $\sigma_{i,ST}^{sh,T}$ do nội lực phụ gây ra bởi co ngót và nhiệt độ thay đổi, xác định theo các đặc trưng hình học của tiết diện chỉ có phần kết cấu thép (chỉ có đối với kết cấu siêu tĩnh).

Ở đây chỉ số i là đối với các thớ bất kỳ của phần kết cấu thép. Ứng suất trong bêtông không cần kiểm tra, chỉ có trong trường hợp C nếu cần thì kiểm tra độ biến dạng tương đối của bêtông.

Khi kiểm tra cường độ tiết diện có bản chịu kéo dưới tác dụng của hoạt tải thì ứng suất do tải trọng và ứng suất trước sẽ cộng thêm với:

+ Trường hợp D: ứng suất toàn phần do co ngót và nhiệt độ thay đổi giống như trong trường hợp A;

+ Trường hợp E: ứng suất $\sigma_{i,ST}^{sh,T} + \sigma_{i,STC}^{sh,T}$ đối với kết cấu thép và $\sigma_a^{sh,T}$ xác định như đã nói ở trên đối với cốt thép.

Ứng suất trong bêtông không phải kiểm tra.

Khi kiểm tra về chống nứt thì nếu bản có cốt thép sợi cường độ cao phải bảo đảm ứng suất tại mép không được là kéo. Ở đây ứng suất toàn phần do co ngót và nhiệt độ thay đổi xác định theo tiết diện liên hợp.

Khi bản không có cốt thép sợi cường độ cao thì kiểm tra độ mở rộng đường nứt với các công thức:

$$a_{cra} = 0,5\frac{\sigma_a}{E_a}\psi_1 R_r$$

Hay: $a_{cra} = 3,0\frac{\sigma_a}{E_a}\psi_2\sqrt{R_r}$

Với σ_a gồm có phần ứng suất do tải trọng, lực ứng suất trước và phần ứng suất do co ngót và nhiệt độ thay đổi tính theo công thức đã nói ở trên $(\sigma_a^{sh,T})$.

Chương VI

NỘI LỰC PHÁT SINH GIỮA PHẦN BÊTÔNG CỐT THÉP VÀ THÉP-TÍNH TOÁN LIÊN KẾT BẢN VÀ DẦM

Trong kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp, dưới tác dụng của tải trọng, ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi, co ngót của bêtông,.... sẽ xuất hiện nội lực trượt và lực bóc giữa hai phần BTCT và thép.

6.1. NỘI LỰC PHÁT SINH GIỮA PHẦN BTCT VÀ THÉP

6.1.1. Nội lực trượt

Thông thường lực trượt đơn vị giữa phần BTCT và thép trong kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp làm việc theo hai giai đoạn được tính theo công thức:

$$t = Q^{II} \times \frac{S_{C.STC}}{I_{STC}}$$

với Q^{II} - lực cắt trong dầm dưới tác dụng của các tải trọng trong giai đoạn II;

$S_{C.STC}$ - mômen tĩnh của phần bản BTCT đối với trục tiết diện của dầm liên hợp đã quy đổi tương đương;

I_{STC} - mômen quán tính tương đương của tiết diện.

Tuy nhiên trong thực tế làm việc của dầm, giả thiết về tiết diện phẳng không còn thật đúng, nhất là ở khu vực đầu dầm, nơi tiết diện có sự thay đổi đột ngột, nơi có lực tập trung tác dụng và do sự biến dạng đàn hồi của neo liên kết.

Trong công thức trên cũng chưa xét đến từ biến và các biến dạng không đàn hồi khác, chẳng hạn co ngót của bêtông, cũng chưa xét tới ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi.

Muốn khảo sát đầy đủ hơn về lực trượt phát sinh giữa hai phần BTCT và thép th nên chia đoạn trên chiều dài dầm, và lực trượt này trong mỗi đoạn là trị số chênh lệch, tức là trị số gia tăng của lực dọc trong bản BTCT.

$$T_i = N_{c.if} - N_{c.it}$$

Ở đây $N_{c.it}$ và $N_{c.if}$ là lực dọc trong bản BTCT ở các tiết diện hai đầu đoạn i từ phía trái và phải.

$$N_{c.tt} = \sigma_{c.tt} \times F_c + \sigma_{a.tt} \times F_a$$

$$N_{c.tf} = \sigma_{c.tf} \times F_c + \sigma_{a.tf} \times F_a$$

Với σ_c, σ_a và F_c, F_a là ứng suất tại trọng tâm bêtông, cốt thép và diện tích phần bêtông, phần cốt thép của bản BTCT. Các ứng suất σ_c và σ_a do tải trọng và các nhân tố gây nội lực khác như từ biến, co ngót của bêtông, các biến dạng không đàn hồi, ảnh hưởng của nhiệt độ,... gây ra.

Ở đoạn đầu dầm, coi là lực dọc tại tiết diện phía trái bằng 0 nên $T_K=N_{c.tf}$

Nội lực trượt do ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi:

$$T_K^T = \sigma_{C.K}^T \times F_C + \sigma_{a.K}^T \times F_a$$

và do co ngót của bêtông: $T_K^{sh} = \sigma_{C.K}^{sh} \times F_C - \sigma_{a.K}^{sh} \times F_a$

Các ứng suất $\sigma_{C.K}^T, \sigma_{a.K}^T$ và $\sigma_{C.K}^{sh}, \sigma_{a.K}^{sh}$ xác định được như đã nói ở chương V tại tiết diện cách đầu dầm đoạn a_K.

Trong biểu thức lực trượt do co ngót của bêtông, lực trong cốt thép và trong bêtông trái dấu nhau vì cốt thép cản trở biến dạng co ngót của bêtông.

6.1.2. Nội lực bóc

Trong kết cấu dầm thép BTCT liên hợp nội lực bóc xuất hiện ở đầu dầm. Nguyên nhân gây ra nội lực này không chỉ là do khi làm việc chịu uốn độ cong của bản BTCT và của dầm thép khác nhau (khi xem xét độc lập) vì độ cứng của chúng khác nhau, mà quan trọng hơn và chủ yếu là do hiện tượng co ngót của bản bêtông và của ảnh hưởng nhiệt độ thay đổi.

Biểu đồ phân bố lực bóc ở đầu dầm coi là có dạng tam giác trên đoạn chiều dài a_K và phụ thuộc vào trị số nội lực trượt ở đầu dầm.

Lực bóc tổng cộng được xác định theo công thức sau:

$$V = 2 \times \frac{Z_{c.st}}{a_K} \times T_K$$

Trong đó T_K là trị số lực trượt ở đầu dầm và $Z_{c.st}$ là khoảng cách từ trọng tâm tiết diện bản tới bề mặt dính dầm thép.

Nội lực bóc để tính các neo chống bóc bản ở đầu dầm thường trong thiết kế thực tế chỉ xét do hiện tượng co ngót của bản bêtông và ảnh hưởng nhiệt độ thay đổi.

6.2. TÍNH TOÁN LIÊN KẾT GIỮA BẢN BTCT VÀ DẦM THÉP

6.2.1. Lực tác dụng lên neo

Neo làm nhiệm vụ liên kết giữa bản và dầm do đó chịu các lực:

- Lực trượt khi dầm uốn dưới các tải trọng thẳng đứng;
- Lực trượt phát sinh ở đầu dầm do co ngót của bêtông và ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi;
- Lực trượt cục bộ tại những nơi tiết diện thay đổi đột ngột;
- Lực bóc đầu dầm do co ngót của bêtông bản và ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi.

Trong thực tế thiết kế khi tính toán liên kết giữa bản và dầm vẫn sử dụng các công thức xác định nội lực như trình bày dưới đây.

Lực trượt trên một đơn vị chiều dài dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng trong giai đoạn II:

$$t = Q^{II} \times \frac{S_{C,STC}}{I_{STC}}$$

Các ký hiệu đã được giới thiệu ở phần trên. Lực trượt trên đơn vị chiều dài t này biến thiên theo quy luật của lực cắt nếu tiết diện dầm không đổi, còn nếu tiết diện dầm thay đổi thì tại các vị trí tiết diện thay đổi sẽ có bước nhảy.

Nếu khi tính toán có xét đến ảnh hưởng từ biến của bêtông và ép xít mối nối thì các đặc trưng hình học của tiết diện tương đương phải quy đổi phần bêtông theo mô đun đàn hồi E_{eff} (xem chương III), nghĩa là tỷ số giữa hai mô đun đàn hồi của thép và bêtông sẽ là:

$$n_1' = \frac{E_s}{E_{eff}}.$$

Lực trượt cục bộ ở đầu dầm do co ngót:

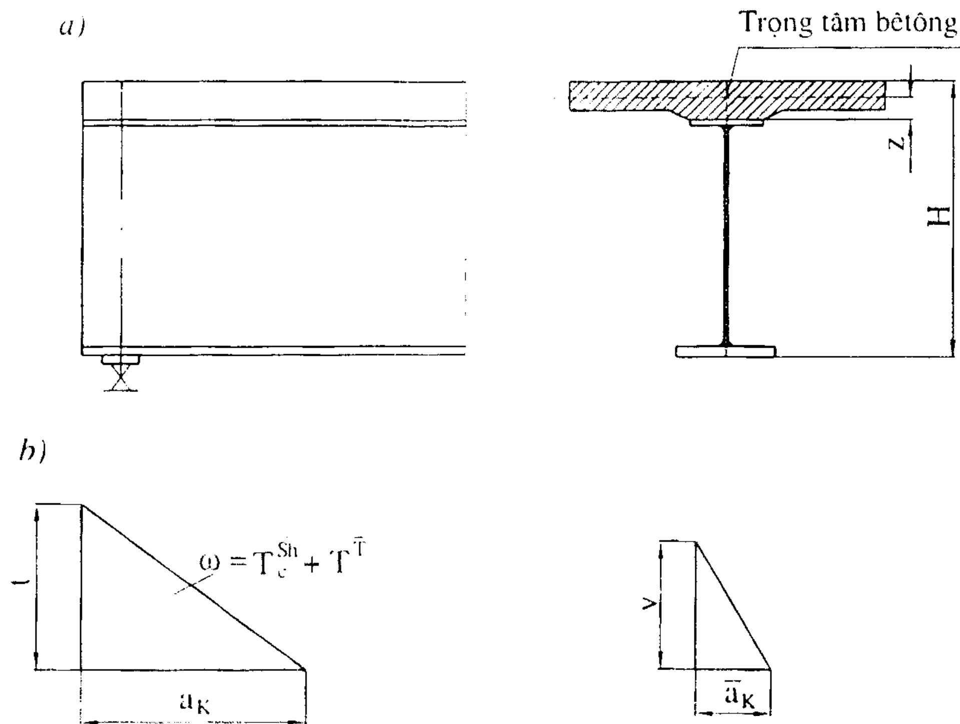
$$T_K^{\overline{sh}} = \sigma_C^{\overline{sh}} \times F_C - \sigma_a^{\overline{sh}} \times F_a$$

Lực trượt cục bộ ở đầu dầm do nhiệt độ thay đổi:

$$T_K^{\overline{T}} = \sigma_C^{\overline{T}} \times F_C + \sigma_a^{\overline{T}} \times F_a$$

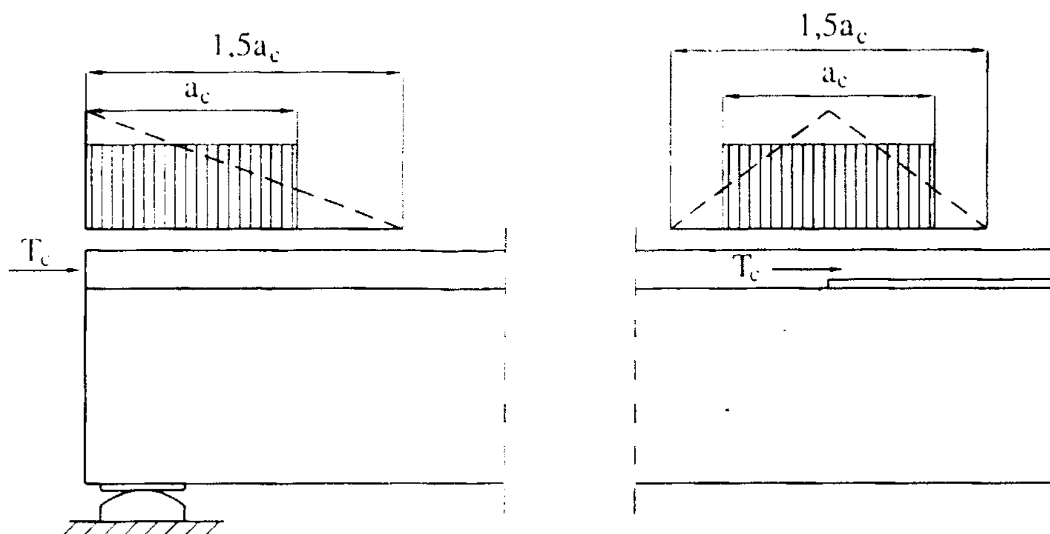
Các lực trượt cục bộ này coi như là phân bố theo biểu đồ tam giác ở đoạn đầu dầm có chiều dài a_k (hình 6.1)

Trị số của a_k lấy giá trị lớn hơn giữa 0,7H, b hoặc c với H là chiều cao dầm liên hợp, b và c là phần bản tham gia làm việc đã nói ở chương III.



Hình 6-1. *Nội lực trượt và bóc ở đầu dầm*
a) Đoạn đầu dầm thép BTCT liên hợp;
b) Biểu đồ phân bố lực trượt và lực bóc do co ngót và nhiệt độ.

Lực trượt tập trung do tiết diện dầm thép thay đổi đột ngột, do lực trượt ứng suất trước, do lực kích đặt trực tiếp để ép bản bêtông được thay bằng một hệ lực phân bố theo biểu đồ chữ nhật trên đoạn dài a_c (hoặc theo biểu đồ tam giác trên đoạn dài 1,5 a_c), với a_c lấy trị số lớn hơn giữa H, b và c (xem hình 6.2)



Hình 6-2. *Lực trượt tập trung và biểu đồ phân bố.*

Trị số lực tập trung tại chỗ tiết diện thay đổi đột ngột

$$T_C = F_C(\sigma'_C - \sigma''_C)$$

Trong đó σ'_C và σ''_C là ứng suất tại trọng tâm bản bêtông của hai tiết diện nằm về hai phía của điểm tiết diện thay đổi đột ngột một đoạn $\frac{a_c}{2}$.

Lực bóc tại đầu dầm do co ngót của bêtông hoặc ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi cũng coi là phân bố theo biểu đồ tam giác trên đoạn $\overline{a_k} = 0,35a_k$ (xem hình 6.1). Trị số của lực bóc xác định qua lực trượt do co ngót của bêtông hoặc ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi:

Lực bóc do co ngót:

$$V^{\overline{sh}} = 2 \times \frac{Z_{C,St}}{a_K} T^{\overline{sh}}$$

Lực bóc do ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi:

$$V^{\overline{T}} = 2 \times \frac{Z_{C,St}}{a_K} T^{\overline{T}}$$

Căn cứ vào trị số của lực trượt, lực trượt cục bộ ở đầu dầm, lực bóc do các nguyên nhân gây ra, biểu đồ phân bố của chúng và khả năng chịu lực của neo sẽ xác định số lượng và cách bố trí neo nhằm đảm bảo sự liên kết giữa bản và dầm.

6.2.2. Khả năng chịu lực của neo

6.2.2.1. Neo cứng

Neo cứng thường được làm từ các đoạn thép hình và hay dùng nhất là thép góc (hình 6-3).

Lực trượt mà neo cứng có thể tiếp nhận là:

$$T_0 = 1,6R.F_{e.m}$$

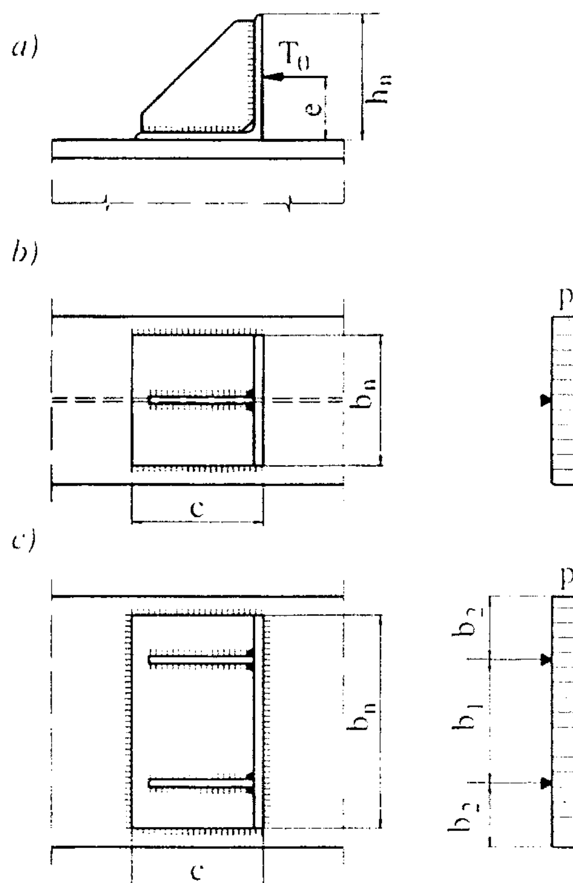
Ở đây:

$F_{e.m} = b_n.h_n$ - diện tích ép mặt của bêtông do neo;

R - cường độ tính toán của bêtông chịu nén trung tâm;

1,6 - hệ số xét tới sự tăng cường độ của bêtông do ép mặt cục bộ.

Khả năng chịu lực của neo còn phải dựa trên độ bền của cánh neo chịu uốn cũng như của mối hàn liên kết neo và đỉnh dầm thép.



Hình 6-3. Để tính toán neo cứng

Tùy theo neo được cấu tạo có một sườn tăng cường hay hai sườn tăng cường chống cánh neo mà mômen uốn trong một dải ngang có bề rộng một đơn vị (chẳng hạn 1cm) tương ứng sẽ là:

$$M = \frac{pb_n^2}{8}$$

hoặc: $$M = 0,25pb_n^2$$

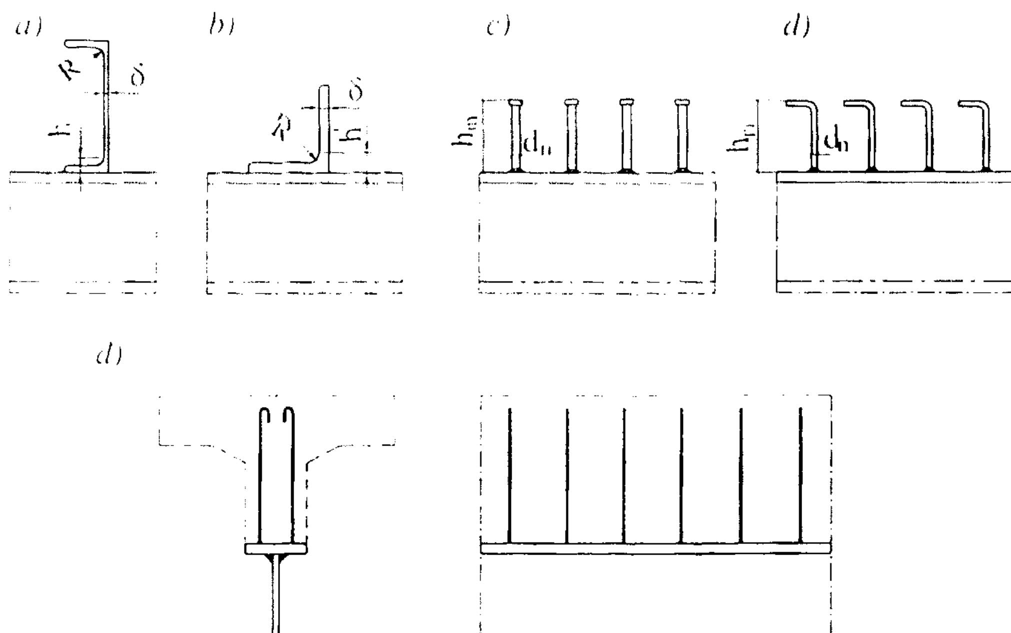
Trong đó: $p = \dfrac{T_0}{b_n h_n}$

Dựa vào trị số của mômen uốn này để xác định bề dày cần thiết của cánh neo:

Mối hàn liên kết neo vào đỉnh dầm thép sẽ kiểm tra với lực trượt T_0 và mômen $M = T_0.e$, với $e = \dfrac{h_n}{2}$.

6.2.2.2. Neo mềm

Neo mềm như giới thiệu trên hình 6-4



Hình 6-4. Các loại neo mềm

Có khả năng chịu lực trượt xác định theo các công thức kinh nghiệm sau:

Đối với neo làm bằng thép hình (hình 6-4 a,b)

$$T_0 = 55\left(h' + 0,5\delta\right)b_n\sqrt{R_c}$$

Đối với neo làm bằng thanh thép tròn (hình 6.4 c,d,đ) có $\dfrac{h_n}{d_n} < 4,2$

$$T_0 = 24h_n d_n \sqrt{R_c}$$

Đối với neo làm bằng thanh thép tròn (hình 6.4 c,d,đ) có $\frac{h_n}{d_n} > 4,2$

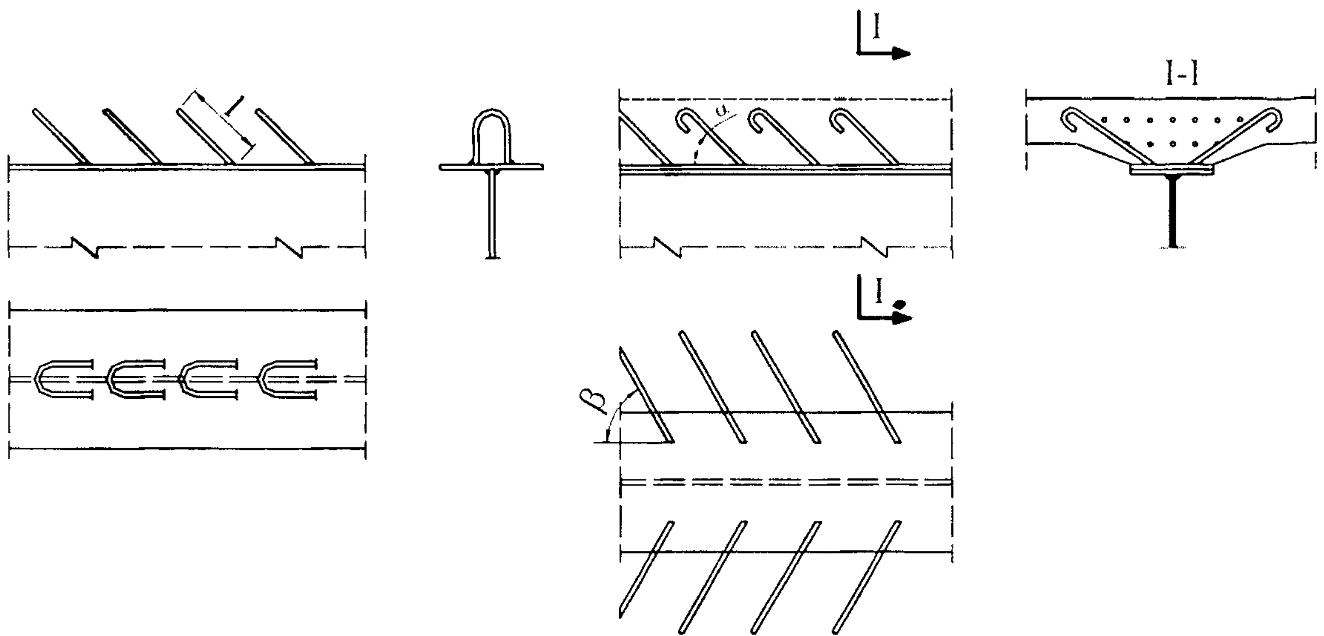
$$T_0 = 100d_n^2\sqrt{R_c}$$

Các neo làm bằng thanh thép tròn còn phải bảo đảm điều kiện chịu cắt:

$$T_0 = 0,63d_n^2 R_s$$

Ở đây: R_c và R_s là cường độ chịu nén của bêtông bản và cường độ chịu kéo của thép tròn làm neo. Các ký hiệu khác có trên hình vẽ.

6.2.2.3. Neo làm từ các đoạn cốt thép nghiêng và neo cốt thép dạng quai sanh (hình 6-5)



Hình 6-5. Neo làm từ cốt thép

Khả năng chịu lực trượt của neo làm từ cốt thép nghiêng và neo cốt thép dạng quai sanh lấy bằng giá trị nhỏ hơn giữa các trị số xác định theo các công thức sau:

$$T_0 = R_s F_a \cos\alpha + 100d^2\sqrt{R_c}\sin\alpha$$
$$T_0 = R_s F_a(\cos\alpha + 0,8\sin\alpha)$$

Trong đó:

d và F_a - đường kính và diện tích tiết diện thanh cốt thép làm neo tính bằng cm và cm^2;

α - góc nghiêng của thanh cốt thép neo đối với phương nằm ngang.

Cường độ của bêtông và cốt thép tính bằng Kg/cm^2.

Nếu thanh cốt thép được cấu tạo có góc doãng trên mặt bằng một góc β thì các công thức trên được thay tương ứng như sau:

$$T_0 = R_S F_a \cos\alpha \cos\beta + 100d^2 \sqrt{R_c} \sin\alpha$$

$$T_0 = R_S F_a (\cos\alpha \cos\beta + 0,8 \sin\alpha)$$

6.2.2.4. Bu lông cường độ cao liên kết bản với dầm

Khả năng chịu lực trượt khi dùng bulông cường độ cao để liên kết với bản dầm xác định theo công thức sau cho mỗi bulông:

$$T = 0,78f(N - N_{Io})$$

Trong đó:

N - là nội lực căng trong bulông cường độ cao;

N_{Io} - là phần lực mất mát do từ biến của bêtông (vữa) và các nhân tố khác;

f - là hệ số ma sát giữa mặt bêtông và thép.

Chương VII

VÍ DỤ TÍNH TOÁN CẦU DẦM THÉP LIÊN HỢP VỚI BTCT

7.1. SỐ LIỆU CHO

Chiều dài nhịp (L_l): 24,6m

Chiều dài nhịp tính toán (L_{tt}): 24,0m

Khổ cầu: K = 7,5 + 2 × 1,0m

Tải trọng:

Đoàn ô tô: H30; Xe đặc biệt: HK80; Người: 300kg/m².

- **Vật liệu**

- Thép:

Cường độ tính toán khi chịu uon: ....2800 kg/cm²

Môđun đàn hồi của thép: .... $2,1\times10^6$kg/cm²

Cường độ tính toán của thép làm neo: ....2400 kg/cm²

- Bêtông:

Mác bêtông: M300

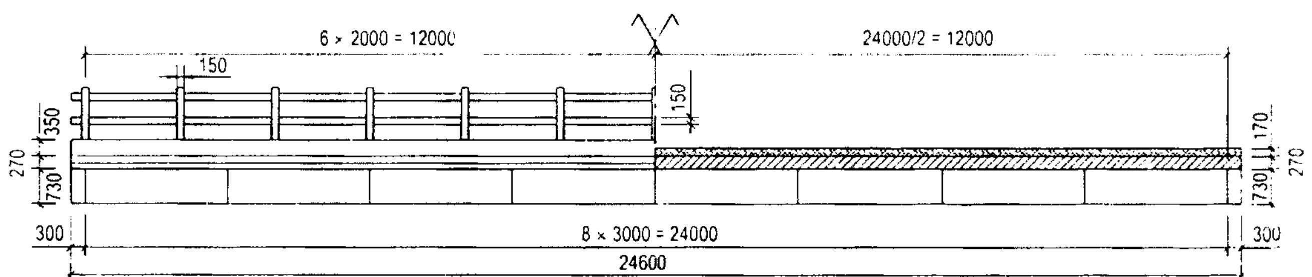
Cường độ tính toán chịu nén khi uốn: ....140 kg/cm²

Cường độ tính toán chịu nén dọc trục: ....115 kg/cm²

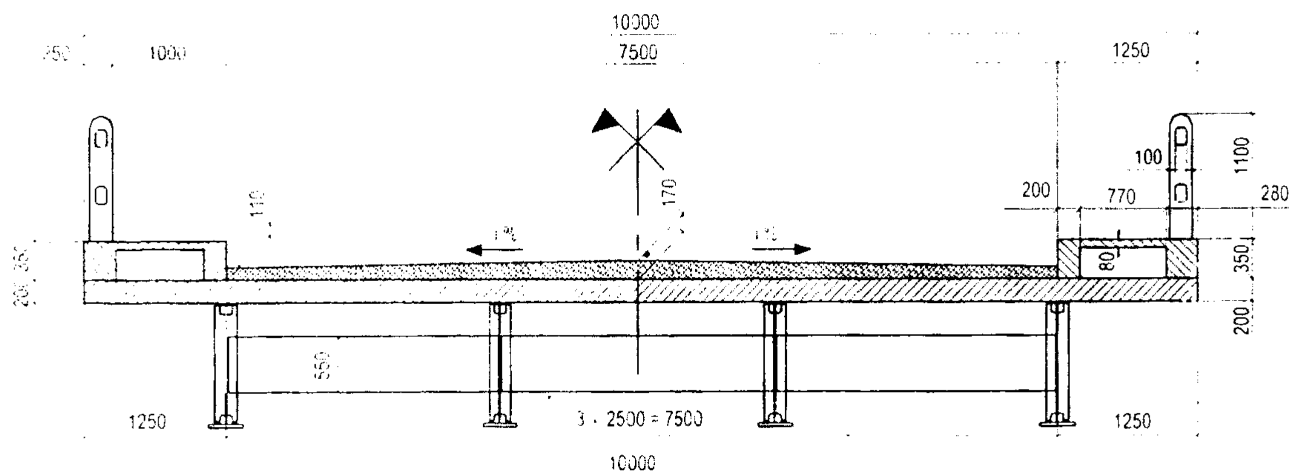
Mô đun đàn hồi: 315.000kg/cm²

- **Các kích thước hình học** (xem hình vẽ 7.1a, b)

a) BỐ TRÍ CHUNG



b) MẶT CẮT NGANG



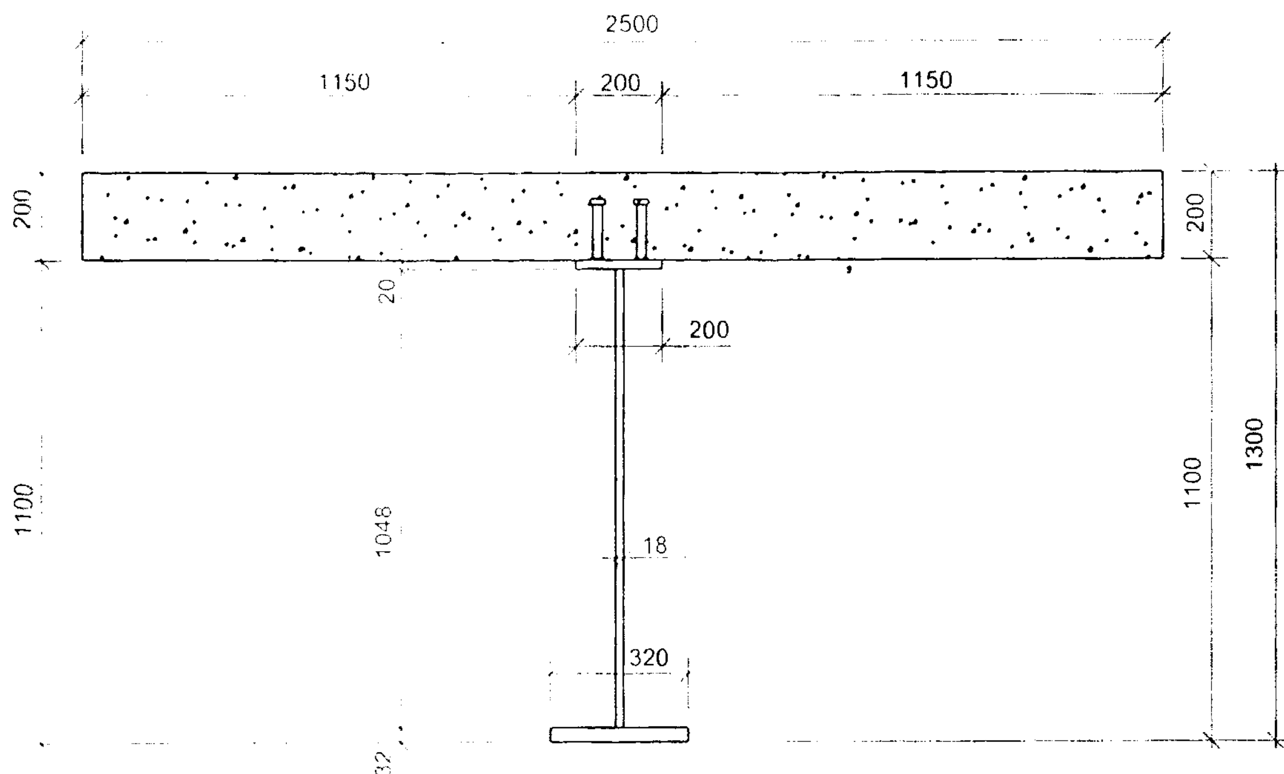
Hình 7-1. Bố trí chung và mặt cắt ngang cầu

7.2. TÍNH ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC

- **Xác định bề rộng tính toán của bản tham gia vào thành phần tiết diện liên hợp**

Chiều dài nhịp tính toán L_{tt} = 24m. Khoảng cách giữa các dầm B = 2,5m, khoảng cách từ tim dầm biên đến mép ngoài của bản bêtông bằng 1,25m.

Chiều rộng bản BTCT tham gia vào tiết diện liên hợp b_c = 2,5m



Hình 7-2. Tiết diện liên hợp thép và BTCT

- **Đặc trưng hình học phần dầm thép**

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Diện tích phần dầm thép	cm^2	331,0
Khoảng cách từ trọng tâm dầm thép đến mép trên của dầm thép	cm	64,7
Khoảng cách từ trọng tâm dầm thép đến mép dưới của dầm thép	cm	45,3
Mômen quán tính phần dầm thép đối với trục trung hoà của dầm thép	cm^4	550.622,5

- **Đặc trưng hình học phần BTCT**

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Diện tích phần bêtông	cm^2	5000
Vị trí trọng tâm của phần bêtông cách mép dưới bêtông về phía trên	cm	10
Mômen quán tính phần bêtông đối với trục trung hoà của phần bêtông	cm^4	166.666,7

- **Đặc trưng hình học tiết diện liên hợp**

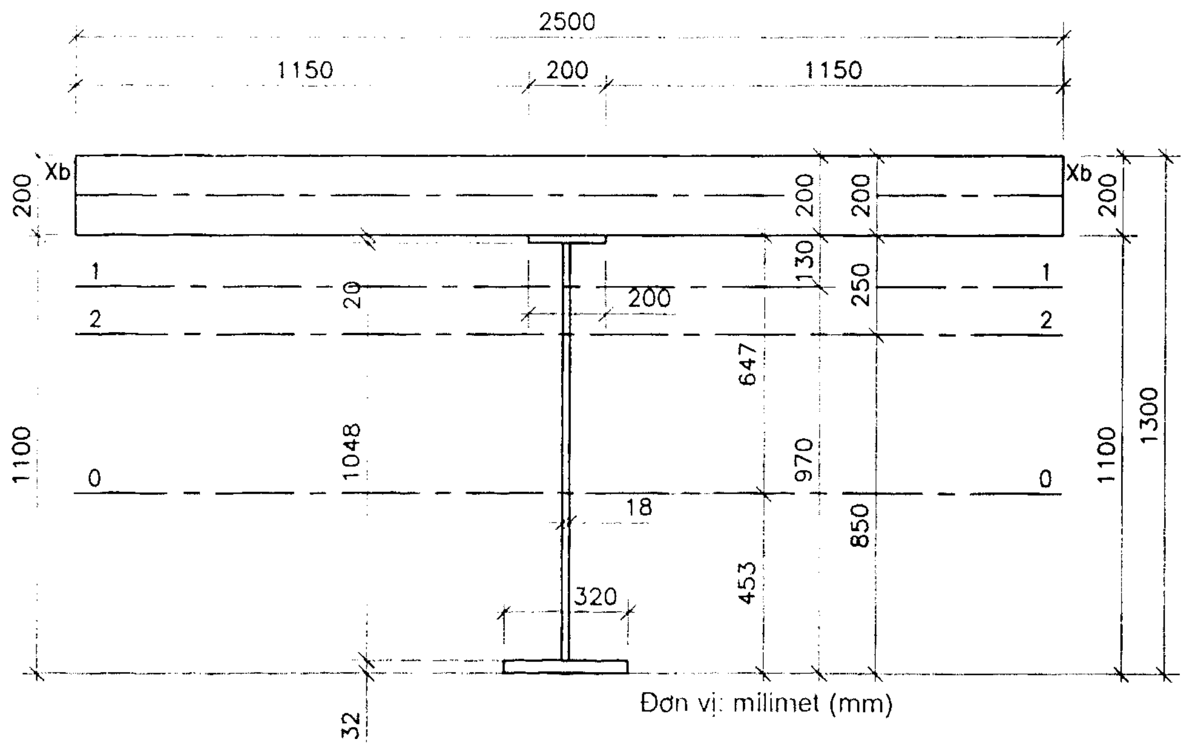
Không xét từ biến

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Tỷ số giữa mô đun đàn hồi của thép và bêtông	cm	6,7
Diện tích tương đương	cm^2	1077,3
Vị trí trọng tâm của tiết diện liên hợp không xét đến từ biến co ngót cách mép trên dầm thép về phía dưới	cm	13,0
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên dưới của dầm thép	cm	97,0
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên trên của dầm thép và biên dưới bêtông	cm	13
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên trên của bêtông	cm	33
Mômen quán tính tiết diện liên hợp không kể từ biến co ngót	cm^4	1.855.001

Có xét từ biến

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Tỷ số giữa mô đun đàn hồi của thép và bêtông	cm	13,3
Diện tích tương đương	cm^2	706,9
Vị trí trọng tâm của tiết diện liên hợp không xét đến từ biến co ngót cách mép trên dầm thép về phía dưới	cm	25
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên dưới của dầm thép	cm	85,0
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên trên của dầm thép và biên dưới bêtông	cm	25
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên trên của bêtông	cm	45
Mômen quán tính tiết diện liên hợp không kể từ biến co ngót	cm^4	1.545.366

Hình 7-3 thể hiện vị trí các trục trung hoà trên tiết diện và khoảng cách từ trục trung hoà đến các vị trí tính ứng suất trên mặt cắt ngang.



Ghi chu:

(1) : Tiết diện liên hợp không kể từ biến co ngót

(2) : Tiết diện liên hợp có kể từ biến co ngót

0-0 : Trục trung hoà của tiết diện dầm thép

1-1 : Trục trung hoà của tiết diện liên hợp không kể TB,CN

2-2 : Trục trung hoà của tiết diện liên hợp có kể TB.CN

Xb-Xb : Trục trung hoà của tiết diện BTCT

Hình 7-3. Vị trí trục trung hoà của tiết diện dầm liên hợp qua các giai đoạn làm việc

7.3. TÍNH HỆ SỐ PHÂN PHỐI NGANG

7.3.1. Đoạn gần gối

Bảng 7-1

Dầm	Đoàn xe H30	Người	HK80	Đường bộ hành	Lớp phủ
Dầm 1	0,420	1,2	0,37	1,563	1,25
Dầm 2	0,900	-0,2	0,5	-0,313	2,5

7.3.2. Phạm vi giữa nhịp

Bảng 7-2

H30	HK80	Người (xếp một bên)
0,692	0,460	0,760

7.4. TÍNH NỘI LỰC DẦM CHỦ

7.4.1. Tính nội lực do tĩnh tải

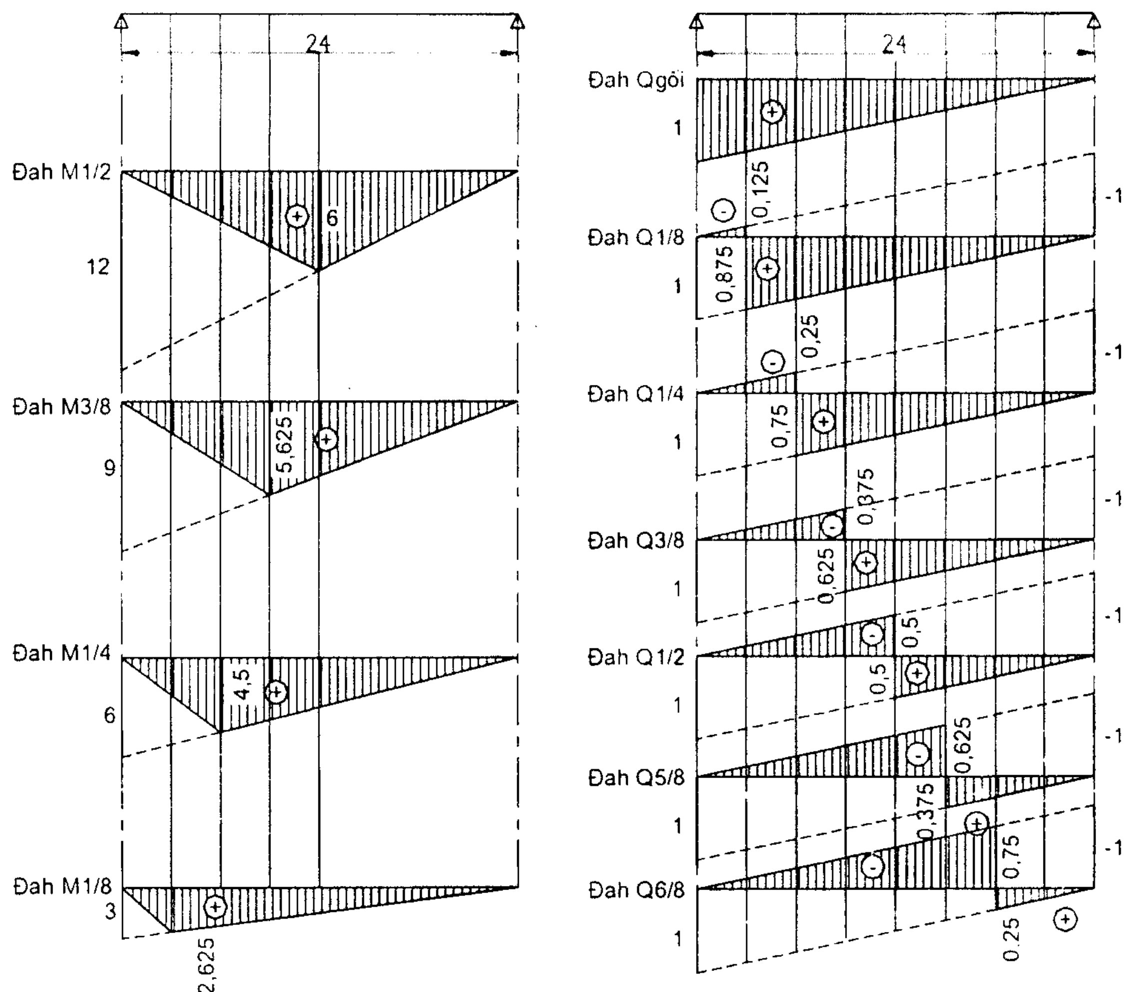
7.4.1.1. Tĩnh tải giai đoạn 1

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Trọng lượng bản thân dầm thép	T/m	0,260
Trọng lượng liên kết ngang	T/m	0,046
Trọng lượng sườn tăng cường	T/m	0,00484
Trọng lượng phần BTCT	T/m	1,25
Tĩnh tải tiêu chuẩn giai đoạn 1	T/m	1,561

7.4.1.2. Tĩnh tải giai đoạn 2

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Tải trọng lớp phủ mặt đường tác dụng lên dầm kiểm tra	T/m	0,638
Tải trọng do lan can và đường bộ hành	T/m	0,345
Tĩnh tải tiêu chuẩn của giai đoạn 2	T/m	0,983

7.4.1.3. Đường ảnh hưởng nội lực



Hình 7-4. Đường ảnh hưởng nội lực tại tiết diện tính toán

Nội lực tính toán do tĩnh tải 1 và tĩnh tải 2 được xác định theo công thức:

$$S = n_{tt} \times g_{tt} \times S_{dah}$$

7.4.1.4. Kết quả tính toán nội lực tại các tiết diện

Bảng 7-3. Nội lực do tĩnh tải 1 và tĩnh tải 2[1]

Nội lực	S_{dah}	S_{tt1}		S_{tt2}	
		$n_{tt} = 0,9$	$n_{tt} = 1,1$	$n_{tt} = 0,9$	$n_{tt} = 1,5$
$M_{1/8}$	31,5	44,25	54,09	27,87	46,45
$M_{1/4}$	54	75,86	92,72	47,77	79,62
$M_{3/8}$	67,5	94,83	115,90	59,72	99,53
$M_{1/2}$	72	101,15	123,63	63,70	106,16
$Q_{gối_1}$	12	16,86	20,61	16,23	27,05
$Q_{gối_2}$	12	16,86	20,61	6,85	11,41
$Q_{gối\text{-}max}$	12	16,86	20,61	16,23	27,05
$Q_{1/8}$	9	12,64	15,45	7,96	13,27
$Q_{1/4}$	6	8,43	10,30	5,31	8,85
$Q_{3/8}$	3	4,21	5,15	2,65	4,42
$Q_{1/2}$	0	0,00	0,00	0,00	0,00
$Q_{5/8}$	-3	-4,21	-5,15	-2,65	-4,42
$Q_{6/8}$	-6	-8,43	-10,30	-5,31	-8,85
$Q_{7/8}$	-9	-12,64	-15,45	-7,96	-13,27

7.4.2. Tính nội lực do hoạt tải

Nội lực do hoạt tải tại các tiết diện xét được xác định theo công thức:

Nội lực tiêu chuẩn $S^c = \beta\eta K_{td}\Omega$

Nội lực tính toán $S^{tt} = n_h(1+\mu)\, S^c = n_h(1+\mu)\, \beta\eta K_{td}\Omega$

Trong đó:

β - Hệ số làn xe

η - Hệ số phân phối ngang

---

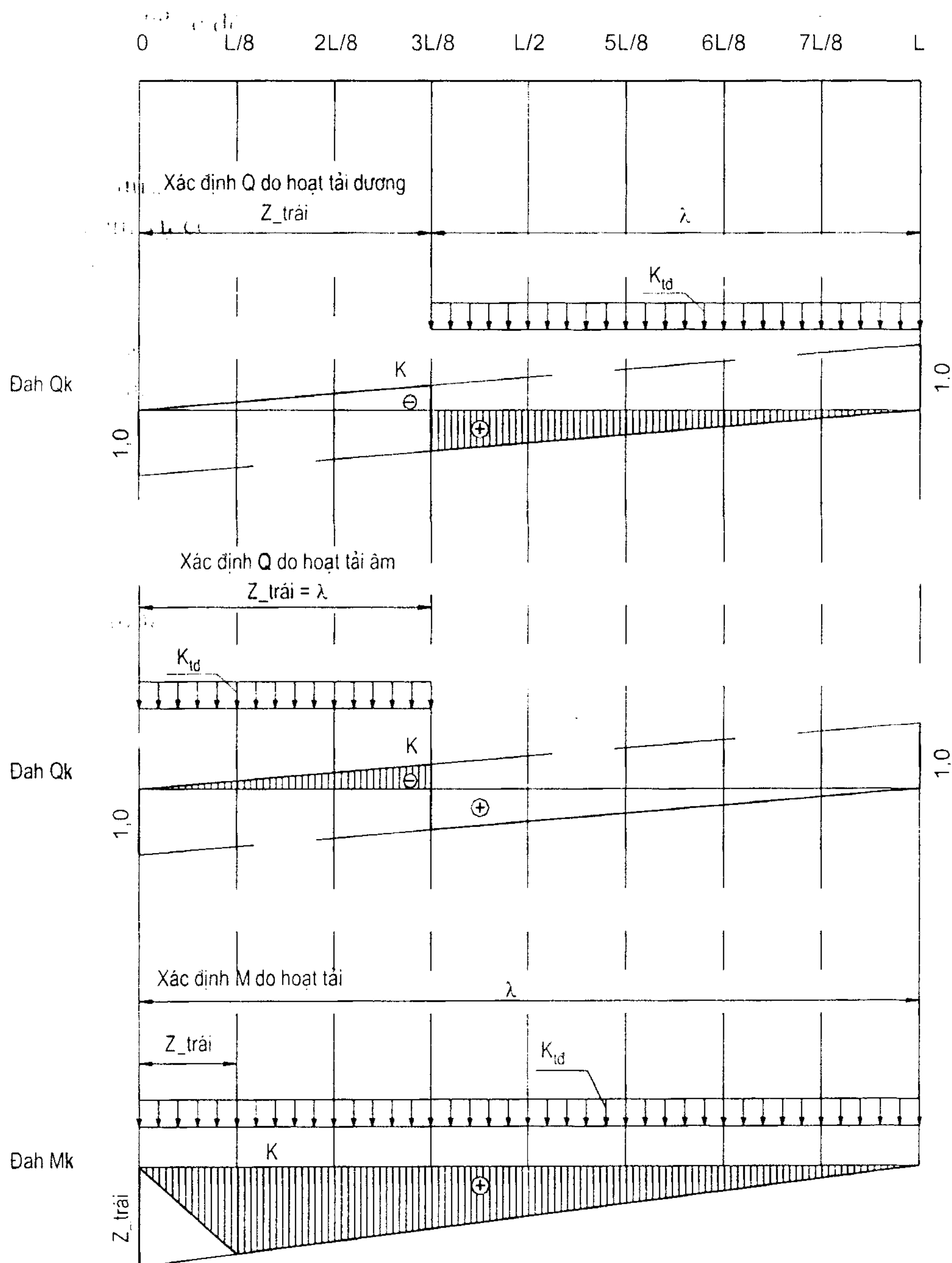
(1): Trong ví dụ này không tính nội lực do ván khuôn tác dụng vào dầm chủ

K_{td} - Tải trọng tương đương (phụ thuộc chiều dài đặt tải của đường ảnh hưởng λ)

Ω - Diện tích đường ảnh hưởng của tiết diện xét trong khoảng chất tải trọng tương đương

n_h - Hệ số vượt tải của đoàn xe hoặc xe đặc biệt

(1+μ) - Hệ số xung kích. Đối với dầm liên hợp $(1+\mu)=1+\dfrac{15}{37,5+\lambda}$



Hình 7-5. Xác định nội lực tại tiết diện "K" do hoạt tải

7.4.2.1. Nội lực do đoàn xe H30

Bảng 7-4. Nội lực do đoàn xe H30

Nội lực	λ	K_{td}	η	Ω	S^c	S^{tt}
$M_{1/8}$	24	2,485	0,692	31,500	54,168	94,036
$M_{1/4}$	24	2,220	0,692	54,000	82,957	144,013
$M_{3/8}$	24	2,175	0,692	67,500	101,594	176,367
$M_{1/2}$	24	2,130	0,692	72,000	106,125	184,233
$Q_{gối-1}$	24	2,750	0,420	12,000	13,860	24,061
$Q_{gối-2}$	24	2,750	0,900	12,000	29,700	51,559
$Q_{1/8(+)}$	21	2,840	0,692	9,188	18,057	31,347
$Q_{1/4(+)}$	18	2,930	0,692	6,750	13,686	23,759
$Q_{3/8(+)}$	15	3,430	0,692	4,688	11,127	19,316
$Q_{1/2(+)}$	12	4,100	0,692	3,000	8,512	14,777
$Q_{5/8(+)}$	9	5,070	0,692	1,688	5,922	10,281
$Q_{6/8(+)}$	6	6,930	0,692	0,750	3,597	6,244
$Q_{7/8(+)}$	3		0,692		1,520	2,639
$Q_{1/8(-)}$	3	-	0,692	-	-1,52	-2,639
$Q_{1/4(-)}$	6	6,930	0,692	-0,750	-3,597	-6,244
$Q_{3/8(-)}$	9	5,070	0,692	-1,688	-5,922	-10,281
$Q_{1/2(-)}$	12	4,100	0,692	-3,000	-8,512	-14,777

Trong đó:

λ - chiều dài đặt tải của đường ảnh hưởng

M, Q - nội lực mômen (Tm), lực cắt (T)

1/8, 1/4, 3/8, 1/2 - vị trí tiết diện xét

$Q_{gối-1}$, $Q_{gối-2}$- lực cắt tại gối của dầm 1, 2

Khi tính lực cắt trên gối ($Q_{gối}$) chúng ta tính phân phối ngang theo phương pháp đòn bẩy.

7.4.2.2. Nội lực do người

Bảng 7-5. Nội lực do người

Nội lực	λ	η	Ω	S^c	S^{tt}
$M_{1/8}$	24	0,760	31,500	7,182	10,05[illegible]
$M_{1/4}$	24	0,760	54,000	12,312	17,237
$M_{3/8}$	24	0,760	67,500	15,390	21,540
$M_{1/2}$	24	0,760	72,000	16,416	22,982
$Q_{gối-1}$	24	1,200	12,000	4,320	6,048
$Q_{gối-2}$	24	-0,200	12,000	-0,720	-1,008
$Q_{1/8(+)}$	21	0,760	9,188	2,095	2,933
$Q_{1/4\ (+)}$	18	0,760	6,750	1,539	2,155
$Q_{3/8\ (+)}$	15	0,760	4,688	1,069	1,497
$Q_{1/2(+)}$	12	0,760	3,000	0,684	0,958
$Q_{5/8(+)}$	9	0,760	1,688	0,385	0,410
$Q_{6/8(+)}$	6	0,760	0,750	0,171	0,239
$Q_{7/8(+)}$	3	0,760	0,188	0,043	0,060
$Q_{1/8\ (-)}$	3	0,760	-0,188	-0,043	-0,060
$Q_{1/4\ (-)}$	6	0,760	-0,750	-0,171	-0,239
$Q_{3/8\ (-)}$	9	0,760	-1,688	-0,385	-0,539
$Q_{1/2(+)}$	12	0,760	-3,000	-0,684	-0,958

7.4.2.3. Nội lực do xe đặc biệt HK80

Bảng 7-6. Nội lực do xe đặc biệt HK80

Nội lực	λ	K_{td}	η	Ω	S^c	S^{tt}
$M_{1/8}$	24	6,085	0,460	31,500	88,172	96,98[illegible]
$M_{1/4}$	24	6,000	0,460	54,000	149,040	163,944
$M_{3/8}$	24	6,000	0,460	67,500	186,300	204,9[illegible]0
$M_{1/2}$	24	6,000	0,460	72,000	198,720	218,592
$Q_{gối-1}$	24	6,170	0,370	12,000	27,395	30,13[illegible]
$Q_{gối-2}$	24	6,170	0,500	12,000	37,020	40,72[illegible]
$Q_{1/8(+)}$	21	6,975	0,460	9,188	29,480	32,42[illegible]
$Q_{1/4\ (+)}$	18	8,000	0,460	6,750	24,840	27,32[illegible]
$Q_{3/8\ (+)}$	15	9,310	0,460	4,688	20,077	22,08[illegible]
$Q_{1/2(+)}$	12	11,330	0,460	3,000	15,635	17,19[illegible]

Nội lực	λ	K_{td}	η	Ω	S^c	S^u
$Q_{5/8(+)}$	9	14,220	0,460	1,688	11,042	12,146
$Q_{6/8(+)}$	6	18,670	0,460	0,750	6,441	7,085
$Q_{7/8(+)}$			0,460		1,914	2,105
$Q_{1/8(-)}$	3	-	0,460	-	-1,914	-2,105
$Q_{1/4(-)}$	6	18,670	0,460	-0,750	-6,441	-7,085
$Q_{3/8(-)}$	9	14,220	0,460	-1,688	-11,042	-12,146
$Q_{1/2(+)}$	12	11,330	0,460	-3,000	-15,635	-17,199

7.4.2.4. Nội lực do hoạt tải

Nội lực do hoạt tải được chọn trên cơ sở lấy giá trị nguy hiểm hơn giữa tổng nội lực do đoàn xe H30 và người với nội lực do xe đặc biệt HK80

Bảng 7-7. Nội lực tính toán do hoạt tải

Nội lực	Ô tô + Người		Xe đặc biệt		Nội lực tính toán	
	Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán
$M_{1/8}$	61,35	104,09	88,17	96,99	88,17	104,09
$M_{1/4}$	95,27	161,25	149,04	163,94	149,04	163,94
$M_{3/8}$	116,98	197,91	186,30	204,93	186,30	204,93
$M_{1/2}$	122,54	207,22	198,72	218,59	198,72	218,59
Q_{goi-1}	18,18	30,11	27,40	30,14	27,40	30,14
Q_{goi-2}	29,70	51,56	37,02	40,72	37,02	51,56
$Q_{goi-max}$	29,70	51,56	37,02	40,72	37,02	51,56
$Q_{1/8(+)}$	20,15	34,28	29,48	32,43	29,48	34,28
$Q_{1/4(+)}$	15,23	25,91	24,84	27,32	24,84	27,32
$Q_{3/8(+)}$	12,20	20,81	20,08	22,09	20,08	22,09
$Q_{1/2(+)}$	9,20	15,74	15,64	17,20	15,64	17,20
$Q_{5/8(+)}$	6,31	10,69	11,04	12,15	11,04	12,15
$Q_{6/8(+)}$	3,77	6,48	6,44	7,09	6,44	7,09
$Q_{7/8(+)}$	1,56	2,70	1,91	2,11	1,91	2,70
$Q_{1/8(-)}$	-1,56	-2,70	-1,91	-2,11	-1,91	-2,70
$Q_{1/4(-)}$	-3,77	-6,48	-6,44	-7,09	-6,44	-7,09
$Q_{3/8(-)}$	-6,31	-10,82	-11,04	-12,15	-11,04	-12,15
$Q_{1/2(-)}$	-9,20	-15,74	-15,64	-17,20	-15,64	-17,20

7.5. KIỂM TRA ỨNG SUẤT TRONG DẦM

Đối với dầm đơn giản tiết diện không đổi việc kiểm tra ứng suất pháp được tiến hành theo mômen uốn tại giữa nhịp ($L_{tt}/2$), còn ứng suất tiếp được kiểm tra theo lực cắt tại tiết diện gối.

7.5.1. Kiểm tra ứng suất pháp do tổ hợp chính

Ứng suất tại một vị trí của mặt cắt ngang do tác dụng của tất cả các tải trọng là tổng ứng suất của các giai đoạn 1, giai đoạn 2 và hoạt tải. Thông thường đối với tiết diện liên hợp truyền thống chúng ta chỉ cần kiểm toán ứng suất tổng cộng, nếu đạt yêu cầu là được. trong những trường hợp khác có thể phải kiểm tra ứng suất tổng qua các giai đoạn (ví dụ như tiến hành điều chỉnh nội lực trong quá trình thi công) . Ta có ứng suất tổng cộng:

$$\sigma_i = \sigma_{1i} + \sigma_{2i} + \sigma_{3i}$$

Trong đó:

i - vị trí tính ứng suất của mặt cắt ngang (1, 2 biên dưới, trên của dầm thép; 3, 4 biên dưới, trên của bêtông)

σ_i - ứng suất tổng cộng tại vị trí "i" ;

σ_{1i}, σ_{2i}, σ_{3i} - ứng suất giai đoạn 1, giai đoạn 2 và do hoạt tải

Bảng 7-8. Bảng tổng hợp ứng suất tổ hợp chính

Các bước tính	Ứng suất			
	Dưới dầm thép	Trên dầm thép	Dưới bản bêtông	Trên bản bêtông
Tĩnh tải của giai đoạn 1	1.017,11	-1.452,69	0,00	0,00
Tĩnh tải của giai đoạn 2	583,91	-171,74	-12,91	-23,24
Hoạt tải	1.143,03	-153,19	-22,86	-58,04
Tổng ứng suất	2.744,05	-1.777,62	-35,77	-81,28
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

Với mặt cắt ngang đã chọn việc kiểm tra theo tổ hợp chính đảm bảo chịu lực.

7.5.2. Kiểm tra ứng suất do tổ hợp phụ

Ngoài các ứng suất tác dụng do tổ hợp chính chúng ta còn xét thêm ứng suất do tác dụng của co ngót và chênh lệch nhiệt độ dương. Ứng suất do co ngót tính với hệ số vượt tải là 1, còn ứng suất do thay đổi nhiệt độ dương tính với hệ số vượt tải là 1,1. Các hệ số vượt tải của hoạt tải giảm đi 20% tức là $n'_h = 0,8n_h$.

7.5.2.1. Kiểm tra với tổ hợp phụ 1 ($\Delta t = 30°$)

Ứng suất tại một vị trí của mặt cắt ngang do tác dụng của tất cả các tải trọng là tổng ứng suất của các giai đoạn 1, giai đoạn 2, hoạt tải (tính với hệ số vượt tải $n'_h=0,8n_h$) cùng với ứng suất do thay đổi nhiệt độ và ứng suất do co ngót.

Ta có ứng suất tổng cộng: $\sigma_i = \sigma_{1i} + \sigma_{2i} + 0,8.\sigma_{3i} + 1,1.\sigma_i^T + \sigma_i^{Sh}$

Trong đó:

i - vị trí tính ứng suất của mặt cắt ngang

σ_i - ứng suất tổng cộng tại vị trí "i"

σ_{1i}, σ_{2i}, σ_{3i}, σ_i^T, σ_i^{Sh} - ứng suất giai đoạn 1, giai đoạn 2, hoạt tải, do thay đổi nhiệt độ và do co ngót bản BTCT

Bảng 7-9. Bảng tổng hợp ứng suất tổ hợp phụ 1

Các bước tính	Ứng suất (kg/cm²)			
	Dưới dầm thép	Trên dầm thép	Dưới bản BT	Trên Bản BT
Tĩnh tải của giai đoạn 1	1.017,11	-1.452,69	0,00	0,00
Tĩnh tải của giai đoạn 2	583,91	-171,74	-12,91	-23,24
Hoạt tải	866,86	-116,18	-17,34	-44,02
$\Delta t = 30°$	241,47	72,25	10,84	0,55
Co ngót	80,23	-312,62	8,05	2,70
Tổng US	2.789,58	-1.980,98	-11,36	-64,01
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

Kết luận: Với mặt cắt ngang chọn việc kiểm tra theo tổ hợp phụ 1 đảm bảo chịu lực.

7.5.2.2. Kiểm tra với tổ hợp phụ 2 ($\Delta t = -15°$)

Tương tự như việc kiểm tra với tổ hợp phụ 1 ta có ứng suất với tổ hợp phụ 2.

Bảng 7-10. Bảng tổng hợp ứng suất tổ hợp phụ 2

Các bước tính	Ứng suất (kg/cm²)			
	Dưới dầm thép	Trên dầm thép	Dưới bản bêtông	Trên bản bêtông
Tĩnh tải của giai đoạn 1	1.017,11	-1.452,69	0,00	0,00
Tĩnh tải của giai đoạn 2	583,91	-171,74	-12,91	-23,24
Hoạt tải	866,86	-116,18	-17,34	-44,02
$\Delta t = -15°$	-120,74	-36,12	-5,42	-0,28
Tổng US	2.347,14	-1.776,73	-35,67	-67,54
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

Kết luận: Với mặt cắt ngang chọn, việc kiểm tra theo tổ hợp phụ 2 đảm bảo chịu lực.

7.5.3. Kiểm tra ứng suất tiếp

Bảng 7-11. Bảng ghi kết quả tính ứng suất tiếp

Tải trọng	S (cm^3)	I (cm^4)	Q (t)		τ_{max}	
			Dầm 1	Dầm 2	Dầm 1	Dầm 2
Do tĩnh tải 1	6.086,20	550.622,53	20,61	20,61	126,56	126,56
Do tĩnh tải 2	14.594,00	1.545.365,97	27,05	11,41	141,92	59,86
Do hoạt tải	17.753,10	1.855.000,87	30,14	51,56	160,25	274,14
Tổng					428,73	460,56
Kết luận					Đạt	Đạt

Ta thấy max của τ_{max} = 460,56 < 0,6 x (C' x 0,6 xR_0) = 972,00 (kg/cm^2) do đó không cần thiết phải kiểm tra ứng suất tương đương.

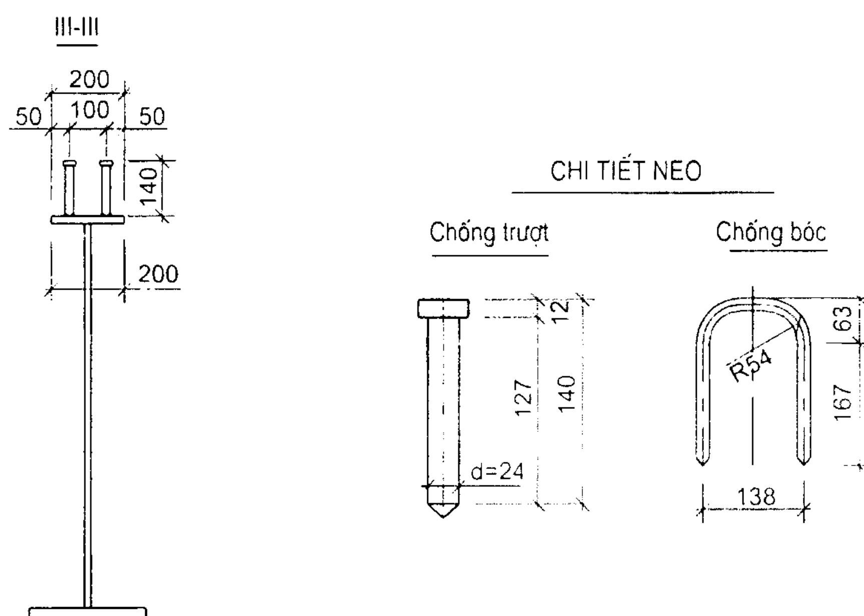
7.5.4. Dựng biểu đồ vật liệu

Để biểu đồ bao vật liệu phù hợp với biểu đồ bao nội lực, trên chiều dài nhịp tiết diện dầm thép liên hợp với BTCT thường được thay đổi bằng cách thay đổi tiết diện các bản biên dầm.

Ví dụ này không trình bày phần tính toán thay đổi tiết diện biên dầm, và coi tiết diện dầm không đổi trên toàn bộ chiều dài. Đối với thực tế thiết kế cũng như đồ án thiết kế có thể phải tính việc thay đổi tiết diện dầm.

7.6. TÍNH TOÁN NEO

7.6.1. Khả năng chịu lực của neo



Hình 7-6. Bố trí neo trên MCN, cấu tạo của neo chống trượt và chống bóc

Dự kiến dùng neo chống trượt là loại thép tiết diện tròn có mũ ở đầu (hình 7-6), khả năng chịu lực của neo là trị số nhỏ hơn giữa các trị số xác định theo hai công thức sau:

$$[T_1] = 24 \times h \times d\sqrt{R_c} \qquad \text{nếu } h/d < 4.2$$

hoặc $$[T_1] = 100 \times d^2\sqrt{R_c} \qquad \text{nếu } h/d > 4.2$$

và: $$[T_1] \le 0,63 \times d^2 R_s$$

Trong đó:

h, d - chiều cao và đường kính của neo;

R_c - cường độ chịu nén dọc trục;

R_s - cường độ tính toán của thép neo khi chịu tác dụng của lực dọc trục.

Bảng 7-12. Khả năng chịu lực của một hàng neo

D (cm)	h (cm)	h/d	1 Neo (kg)		2 Neo (kg)
			[T1]	[T1]'	[T]
2,40	14	5,83	6.181,43	8.709,12	12.362,86

7.6.2. Lực tác dụng lên neo

7.6.2.1. Lực trượt do co ngót và thay đổi nhiệt độ không đều

Những lực này phát sinh ở đoạn đầu dầm trên đoạn có chiều dài $\bar{a}$ là trị số lớn hơn giữa $0,7h_d$, b hoặc c. Trong đó h_d chiều cao toàn bộ dầm liên hợp; b, c cánh chìa tính toán của bản.

Bảng 7-13. Kết quả $\bar{a}$

$0,7h_d$ (cm)	$b = B_c/2$ (cm)	c (cm)	$\bar{a}$ (cm)
91	125	125	125

Lực trượt do nhiệt độ xác định theo công thức: $T_T = \sigma_c^T.F_c + \sigma_a^T.F_a$

Tung độ của biểu đồ lực trượt do nhiệt độ thay đổi tại đầu dầm: $t_t = \dfrac{T_T}{0,5\bar{a}}$

Lực trượt do co ngót xác định theo công thức: $T_{Sh} = \sigma_c^{Sh}.F_c + \sigma_a^{Sh}.F_a$

Tung độ của biểu đồ lực trượt do co ngót tại đầu dầm: $t_{Sh} = \dfrac{T_{Sh}}{0,5\bar{a}}$

Trong đó:

σ_c^{Sh}, σ_a^{Sh}, σ_c^T, σ_a^T - ứng suất do co ngót và thay đổi nhiệt độ không đều tại trọng tâm bản BT và trọng tâm cốt thép đặt dọc cầu;

F_c , F_d - diện tích tiết diện BT bản và cốt thép đặt dọc trong bản.

Kết quả tính lực trượt do nhiệt độ thay đổi được ghi trong bảng 7.14.

Bảng 7-14. Bảng tính lực trượt do nhiệt độ thay đổi

α	Chênh lệch nhiệt độ	$F_T(cm^2)$	$S_T (cm^3)$	$Y_{STC,C}(cm)$	σ^T_c (kg/cm^2)	T_T (kg)	t_T (kg/cm)
0,00001	30	181,6	9.177,12	-23,00	5,18	25900	414,400
0,00001	-15	181,6	9.177,12	-23,00	-2,59	-12950	-207,200

Chú ý: Kết quả trong bảng trên không tính ảnh hưởng của cốt thép, phương của lực trượt sẽ được kể đến trong tổ hợp 2 hoặc 4 sẽ giới thiệu dưới đây.

$Y_{STC.C}$ - Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện liên hợp đến trọng tâm tiết diện bản BTCT

T_T , t_t - Tổng lực trượt do thay đổi nhiệt độ, tung độ của biểu đồ lực trượt dạng tam giác tại đầu dầm.

Kết quả tính lực trượt do co ngót được ghi trong bảng 7.15.

Bảng 7-15. Bảng tính lực trượt do co ngót

ε	S^C	$Y^C_{STC,C}$	σ^{Sh}_c	T_{Sh} (kg)	t_{Sh}
0,0002	13140,7	-35,00	5,37	26.850,00	429,6

$Y^C_{STC,C}$ - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện liên hợp đến trọng tâm tiết diện bản BTCT có xét đến từ biến và ép xít các mối nối;

T_{Sh} , t_{Sh} - tổng lực trượt do co ngót, tung độ của biểu đồ lực trượt dạng tam giác tại đầu dầm.

7.6.2.2. Lực bóc ở đầu dầm

Lực bóc do co ngót:

$$V_{Sh} = 2\times\frac{Y_{C.St}}{\bar{a}}\times T_{Sh} = 4.296,00\,(kg)$$

Lực bóc do thay đổi nhiệt độ không đều:

$$V_T = 2\times\frac{Y_{C.St}}{\bar{a}}\times T_T = 4.144,00\,(kg)$$

Trong đó:

V_{Sh} , T_{Sh} , V_T , T_T - lực bóc và lực trượt ở đầu dầm do co ngót và thay đổi nhiệt độ không đều;

$Y_{C.SI}$ - khoảng cách từ trọng tâm bản đến mặt trên của dầm thép;

$\bar{a}$ - trị số lớn hơn giữa $0{,}7h_d$, b, c (tương tự như công thức trên);

Tổng lực bóc do co ngót và thay đổi nhiệt độ:

$$V_{Sh} + V_T = 8440{,}00 \text{ kg}$$

Vì $\bar{a} = 0{,}7h_d$ nên ta có:

Chiều dài biểu đồ: $L_{bóc} = 0{,}25 \times \bar{a} = 31{,}25\text{cm}$

Tung độ ngoài cùng của biểu đồ

$$Y_{bóc} = \frac{V_{Sh} + V_T}{0{,}125\bar{a}} = 540{,}16 \text{ (kg/cm)}$$

Bảng 7-16. Kết quả tính lực bóc do co ngót và thay đổi nhiệt độ không đều tại đầu dầm và biểu đồ phân bố

V_{Sh} (kg)	V_T (kg)	$V_{Sh} + V_T$ (kg)	$L_{bóc}$ (cm)	$Y_{bóc}$ (kg/cm)
4.296,00	4.144,00	8.440,00	31,25	540,16

7.6.2.3. Bố trí neo chống bóc

Chọn thép neo Φ=16 loại AII, có dạng chữ U, chiều rộng b=12cm

Bỏ qua lực dính giữa cốt thép và bêtông, và chỉ tính đến khả năng chịu ép mặt ta có:

$$[V_{cm}] = 7.728{,}0\text{kg}$$

Số neo chống bóc $n = (V_{Sh} + V_T)/[V_{cm}] = 0{,}87$, như vậy chọn 1 neo

Neo chống bóc được bố trí trên diện phân bố dạng tam giác có cạnh đáy dài 31,5cm.

Để bố trí được neo chống trượt theo chiều dài dầm, chúng ta phải biết được biểu đồ của lực trượt do các tổ hợp lực khác nhau tác dụng. Có 4 tổ hợp tải trọng tác dụng lên neo.

7.6.2.4. Tổ hợp chính 1: Tĩnh tải 2 + Hoạt tải dặt ở phần dương đường ảnh hưởng

Bảng 7-17. Lực trượt do tổ hợp chính 1

Tiết diện	Hoạt tải (dương)		Tĩnh tải 2 (n_{tt2}>1)		$\Sigma T_1 = T_{ht} + T_{tt2}$ (kg/cm)
	Q_{ht} (T)	T_{ht} (kg/cm)	Q_{tt2} (T)	T_{tt2} (kg/cm)	
Tại Gối	51,56	477,08	27,05	230,32	707,40
Tại L/8	34,28	317,19	13,27	112,99	430,18
Tại L/4	27,32	252,79	8,85	75,35	328,14
Tại 3L/8	22,09	204,40	4,42	37,63	242,03
Tại L/2	17,20	159,15	0,00	0,00	159,15

Bảng 7-18. Tính số lượng neo theo tổ hợp chính 1

Đoạn	L_d (cm)	T (kg)	Số hàng neo tính	Số hàng neo chọn	Khoảng cách (cm)
Gối đến L/8	300	170.637,00	13,80	20	15,0
L/8 đến L/4	300	113.748,00	9,20	10	30,0
L/4 đến 3L/8	300	85.525,50	6,92	10	30,0
3L/8 đến L/2	300	60.177,00	4,87	6	50,0

Kết luận:

Trên đoạn từ gối cầu đến $L_{tt}/8$ bố trí 20 neo

Trên đoạn từ $L_{tt}/8$ đến $L_{tt}/4$ bố trí 10 neo

Trên đoạn từ $L_{tt}/4$ đến $3L_{tt}/8$ bố trí 10 neo

Trên đoạn từ $3L_{tt}/8$ đến $L_{tt}/2$ bố trí 6 neo

7.6.2.5. Tổ hợp chính 2: Tĩnh tải 2 + Hoạt tải đặt ở phần âm của đường ảnh hưởng

Lực trượt khi hoạt tải đặt ở phần âm của đường ảnh hưởng

Lực trượt do tĩnh tải 2 nếu âm lấy hệ số vượt tải lớn hơn 1; nếu dương lấy hệ số vượt tải nhỏ hơn 1.

Xét tổ hợp này để bố trí neo nghịch (có phương ngược với neo thuận).

Dùng các công thức đã trình bày ở trên chúng ta có lực trượt do tổ hợp chính 2 như sau:

Bảng 7-19. Lực trượt do tổ hợp chính 2

Tiết diện	Hoạt tải (âm)		Tĩnh tải 2 (n_{tt2}=0,9)		$\Sigma T_2 = T_{ht} + T_{tt2}$
	Q_{ht} (T)	T_{ht} (kg/cm)	Q_{tt2} (T)	T_{tt2} (kg/cm)	
Tại Gối	0,00	0,00	16,23	138,19	138,19
Tại $L_{tt}/8$	-2,70	-24,98	7,96	67,77	42,79
Tại $L_{tt}/4$	-7,09	-65,60	5,31	45,21	-20,39
Tại $3L_{tt}/8$	-12,15	-112,42	2,65	22,56	-89,86
Tại $L_{tt}/2$	-17,20	-159,15	0,00	0,00	-159,15

Nhận xét:

Dựa vào bảng trên dễ dàng nhận thấy các giá trị lực trượt dương của tổ hợp 2 đều nhỏ hơn tổ hợp 1, nên ta không cần tính số lượng neo do các giá trị lực trượt dương của tổ hợp 2.

Tổ hợp 2 nhằm mục đích xác định lực trượt có chiều ngược lại so với tổ hợp 1, do vậy ở đây chúng ta chỉ quan tâm tới phần diện tích âm của biểu đồ lực trượt.

Bảng 7-20. Tính số lượng neo theo tổ hợp chính 2

Đoạn	L_d (cm)	T (kg)	Số hàng neo tính	Số hàng neo chọn	Khoảng cách (cm)
Gối đến L/8+2.03m (điểm A) phần lực trượt dương	503	31.490,19	2,55	3	167,7
Điểm A đến 3L/8	397	-17.526,42	-1,42	-2	198,5
3L/8 đến L/2	300	-37.351,50	-3,02	-4	75,0

Nhận xét:

Trên đoạn từ gối đến L/8+2.03m (điểm A) – phần lực trượt dương chiều dài 503cm bố trí 3 neo, khoảng cách giữa các neo là 167,7 lớn hơn so với tổ hợp 1 (15 đến 30 cm).

Trên đoạn các đoạn còn lại ta thấy khoảng cách giữa các neo của tổ hợp 2 lớn hơn so với tổ hợp 1 nên ta chọn theo tổ hợp 1.

Chú ý: Dấu âm trong cột "số neo tính" biểu thị đó là neo nghịch.

7.6.2.6. Tổ hợp phụ 3: Tĩnh tải 2 + Hoạt tải đặt ở phần dương đường ảnh hưởng + chênh lệch nhiệt độ âm (Δt = -15°C)

Lực trượt khi hoạt tải đặt ở phần dương của đường ảnh hưởng

Lực trượt do tĩnh tải 2 nếu dương lấy hệ số vượt tải lớn hơn 1; nếu âm lấy hệ số vượt tải nhỏ hơn 1.

Chênh lệch nhiệt độ âm (Δt = -15°C).

Xét tổ hợp này để bố trí neo thuận.

Bảng 7-21. Lực trượt do tổ hợp phụ 3

Tiết diện	Hoạt tải ($n_h = 0,8n_h$)		Tĩnh tải 2 ($n_{tt2} > 1$)		T_{nd} (kg/cm)	$\Sigma T_3 = T_{ht}+T_{tt2}+T_{nd}$ (kg/cm)
	Q_{ht} (T)	T_{ht} (kg/cm)	Q_{tt2} (T)	T_{tt2} (kg/cm)		
Tại đầu dầm		381,66		230,32	207,20	819,18
Tại gối	51,56	381,66	27,05	230,32	157,47	769,45
Tại L/8	34,28	253,75	13,27	112,99		366,74
Tại L/4	25,91	191,79	8,85	75,35		267,14
Tại 3L/8	20,81	154,04	4,42	37,63		191,67
Tại L/2	15,74	116,51	0,00	0,00		116,51

Bảng 7-22. Tính số lượng neo theo tổ hợp phụ 3

Đoạn	$L_{doạn}$ (cm)	T (kg)	Số hàng neo tính	Số hàng neo chọn	Khoảng cách (cm)
Đầu dầm đến gối	30	23.829,45	1,93	2	15,0
Gối đến $L_{tt}/8$	300	177.908,33	14,39	15	20,0
Đầu dầm đến $L_{tt}/8$	330	201.737,78	16,32	17	
$L_{tt}/8$ đến $L_{tt}/4$	300	95.082,00	7,69	8	37,5
$L_{tt}/4$ đến3 $L_{tt}/8$	300	68.821,50	5,57	6	50
$3L_{tt}/8$ đến $L_{tt}/2$	300	46.227,00	3,74	4	75,0

7.6.2.7. Tổ hợp phụ 4: Tĩnh tải 2 + Hoạt tải đặt ở phần âm của đường ảnh hưởng + co ngót và chệnh lệch nhiệt độ dương ($\Delta t = 30°C$)

Lực trượt khi hoạt tải đặt ở phần âm của đường ảnh hưởng ($n'_h = 0,8n_h$).

Lực trượt do tĩnh tải 2 nếu âm lấy hệ số vượt tải lớn hơn 1; nếu dương lấy hệ số vượt tải nhỏ hơn 1.

Lực trượt do co ngót và chênh lệch nhiệt độ dương.

Xét tổ hợp này để bố trí neo nghịch.

Bảng 7-23. Lực trượt do tổ hợp phụ 4

Tiết diện	Hoạt tải ($n'_h = 0,8n_h$)		Tĩnh tải 2 ($n_{tt2} < 1$)		T_{ShT} (kg/cm)	$\Sigma T_3 = T_{ht} + T_{tt2} + T_{ShT}$ (kg/cm)
	Q_{ht} (T)	T_{ht} (kg/cm)	Q_{tt2} (T)	T_{tt2} (kg/cm)		
Tại đầu dầm					-844,00	-844,00
Tại gối	0	0,00	16,23	138,19	-641,44	-503,25
Tại L/8	-2,16	-23,99	7,96	67,77		43,78
Tại L/4	-5,184	-47,97	5,31	45,21		-2,76
Tại 3L/8	-8,656	-80,09	2,65	22,56		-57,53
Tại L/2	-12,592	-116,51	0,00	0,00		-116,51

Bảng 7-24. Tính số lượng neo theo tổ hợp phụ 4

Đoạn	Chiều dài đoạn (cm)	T (kg)	Số neo tính	Số neo chọn	Khoảng cách (cm)
Đầu dầm đến cách gối 2,74m (Đ2)	304	-89.154,00	-7,21	-8	38
Từ điểm Đ2 đến L/8 + 2,62m điểm Đ3 (lực trượt dương)	310	7.405,90	0,60	1	310
Từ điểm Đ3 đến L/2	616	-403,94	-0,03	-1	616

7.6.3. Bố trí neo

Đoạn L_{tt}: Thông thường dựa vào tổ hợp 1 để bố trí neo thuận và tổ hợp 2 để bố trí neo nghịch, kiểm tra khoảng cách neo trên các đoạn có thoả mãn tổ hợp 3 và 4 không?

Tại đầu dầm: Dựa vào tổ hợp 3 và 4 để bố trí neo tại đầu dầm.

Cũng có thể phải chỉnh lại việc bố trí neo sao cho hợp lý nhất và đảm bảo thoả mãn tất cả các tổ hợp tính toán và các yêu cầu cấu tạo.

Kiểm tra lực tác dụng lên neo đầu tiên ở phía đầu dầm: Giả thiết neo phải chịu lực trượt trong phạm vi chiều dài 15cm và tung độ biểu đồ lực trượt bằng: 707,40 kg/cm như vậy lực tác dụng lên một hàng neo (lấy theo diện tích hình chữ nhật) bằng 10.611,00 < 12.362,86 do đó đạt yêu cầu.

7.7. TÍNH LIÊN KẾT BIÊN DẦM VỚI SƯỜN DẦM

Biên dầm và sườn dầm được liên kết với nhau bằng mối hàn góc có bề mặt cong lõm, tỷ số giữa hai cạnh của mối hàn là 1:2, chiều cao của cạnh nhỏ mối hàn là 10 mm, hệ số mối hàn 0,7.

Do đặc điểm là dầm liên hợp nên chúng ta phải xét tải trọng tác dụng trong giai đoạn nào phải tương ứng với đặc trưng hình học trong giai đoạn đó.

Để đơn giản và vẫn đảm bảo chịu lực chúng ta lấy giá trị Q lớn nhất trong các giai đoạn của các dầm để tính toán.

Bảng 7-25. Lực trượt tác dụng vào mối hàn qua các giai đoạn

	Đơn vị	Tải trọng tác dụng		
		Tĩnh tải 1	Tĩnh tải 2	Hoạt tải
Q_{max_i}	T	20,61	27,05	51,56
S_b	cm^3	2.548,00	14.117,90	17.644,20
I_i	Cm^4	550.622,53	1.545.365,97	1.855.000,87
T_{0_i}	kg/cm	95,37	247,12	490,42

Trong đó:

Q_{max_i} - lực cắt lớn nhất trong giai đoạn thứ "i" (tĩnh tải 1, tĩnh tải 2, hoạt tải);

S_b - mômen tĩnh của tiết diện biên dầm thép hoặc biên dầm thép và bản BTCT đối với trục trung hoà tương ứng;

I_i - mômen quán tính của tiết diện ở giai đoạn làm việc thứ "i";

T_{0_i} - lực trượt trên một đơn vị chiều dài ứng với giai đoạn thứ "i".

Lực trượt tổng cộng trên một đơn vị chiều dài:

$$T = \sum T_{0_i} = 832{,}91 \text{ (kg/cm)}$$

Ứng suất tiếp của mối hàn do lực trượt: $\tau_T = \dfrac{T}{2\Delta_h} = 594{,}94 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Lực cục bộ do bánh xe đặt trực tiếp xác định theo công thức:

$$V_0 = \frac{n_h P(1+\mu)}{a_2 + 2H}$$

Trong đó:

H - là chiều cao tính từ mặt bản BTCT đến mép dưới bản biên trên H = 20 + 2 = 22(cm) (bỏ qua chiều dày lớp phủ sẽ nguy hiểm hơn);

a_2 - chiều dài tiếp xúc của bánh xe, a_2 = 20cm;

P - tải trọng bánh xe, P_{H30} = 6t; P_{HK80} = 10t;

n_h - hệ số vượt tải, H30: n_h =1,4; HK80: n_h = 1,1;

$1+\mu$ - hệ số xung kích.

Lực cục bộ do bánh xe HK80 đặt trực tiếp:

$$V_0 = \frac{n_h P(1+\mu)}{a_2 + 2H} = 171{,}88 \text{ (kg/cm)}$$

Ứng suất do bánh xe HK80 đặt trực tiếp: $\tau_v = \dfrac{V_0}{2\Delta_h} = 122{,}77 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Lực cục bộ do bánh xe H30 đặt trực tiếp:

$$V_0 = \frac{n_h P(1+\mu)}{a_2 + 2H} = 162{,}8 \text{ (kg/cm)}$$

Ứng suất do bánh xe H30 đặt trực tiếp: $\tau_v = \dfrac{V_0}{2\Delta_h} = 116.29 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Ứng suất do bánh xe HK80 đặt trực tiếp lớn hơn do xe H30, mặt khác lực trượt do hoạt tải tính ở trên cũng do xe HK80 gây ra, vậy ứng suất tổng cộng là do tĩnh tải và hoạt tải HK80 tác dụng vào mối hàn là:

$$\tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_v^2} = 607{,}48 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Ta thấy $\tau = 607{,}48 < 0{,}75R_0 = 0{,}75 \times 2.700 = 2.025{,}00$(kg/cm^2) như vậy mối hàn đảm bảo chịu lực.

7.8. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH CỦA DẦM THÉP LIÊN HỢP VỚI BTCT

Theo chiều dọc cầu có 9 dầm ngang và đặt cách nhau 3m, như vậy tại giữa nhịp có một dầm ngang.

Theo điều 3.41 QT 79 "nội lực dọc trục lấy theo ứng suất ở trọng tâm mặt cắt của cánh, ở giữa chiều dài tự do của nó" do đó tiết diện kiểm tra nằm giữa khoảng 3L/8 đến L/2.

Tải trọng tác dụng: tĩnh tải 1 và trọng lượng ván khuôn.

+ Mômen tính toán do tĩnh tải 1: $M_1 = \dfrac{M_{3/8} + M_{1/2}}{2} = 119{,}76\,(Tm)$

+ Diện tích tiết diện bản biên: F_b=40 (cm)

+ Mômen quán tính của bản biên đối với trục thẳng đứng: $I_{by} = 1333{,}33\,(cm^4)$

+ Bán kính quán tính của bản biên: $r = \sqrt{\dfrac{I_{by}}{F_b}} = \sqrt{\dfrac{1.200}{36}} = 5{,}77\,(cm)$

+ Chiều dài tự do của bản biên: $l_0 = 3$ (m)

+ Độ mảnh của bản biên : $\lambda = \dfrac{l_0}{r} = 51{,}99$

+ Hệ số triết giảm sức chịu lực: $\varphi = 0{,}788$

+ Ứng suất tại trọng tâm biên dầm: $\sigma_b = \dfrac{M}{I} y_b = 1{,}386\,(kg/cm^2)$

Như vậy $\dfrac{\sigma_b}{\varphi} = 1{,}759 < R_0 = 2700\,(kg/cm^2)$ do đó dầm đảm bảo ổn định tổng thể.

7.9. TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG

Độ võng do tĩnh tải tiêu chuẩn 1:

$$f_{tt1} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_S} = 5{,}83 \text{ cm}$$

Độ võng do tĩnh tải tiêu chuẩn 2:

$$f_{tt2} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I^c_{STC}} = 1{,}309 \text{ cm}$$

Độ võng do co ngót của bêtông bản:

$$f_{Sh} = \frac{\left(\sigma_{tr}^{Sh} + \sigma_{d}^{Sh}\right)}{h \times E_S} \times \frac{l^2}{8} = 1{,}224 \text{ cm}$$

Độ võng do đoàn xe H30: $f_{H30} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_{STC}} = 1,46$ cm

Độ võng do người: $f_{ng} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_{STC}} = 0,25$ cm

Tổng độ võng do đoàn xe H30 và người: $f_{H30} + f_{ng} = 1,71$ cm

Độ võng do xe HK80:

$$f_{HK80} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_{STC}} = 2,65 \text{ cm}$$

Độ võng do tĩnh tải: $f_{tt} = f_{tt1} + f_{tt2} + f_{Sh} =$ 8,36 cm

Do hoạt tải: $f_h =$ 2,65 cm

Độ vồng cấu tạo tính: 104,80 mm

7.10. KIỂM TOÁN DẦM CÓ XÉT ẢNH HƯỞNG TỪ BIẾN THEO PHƯƠNG PHÁP BẢN MỎNG

Với số liệu như trên, phần dưới đây trình bày việc tính toán dầm thép liên hợp với BTCT mà ở đây ảnh hưởng của từ biến được xác định theo phương pháp bản mỏng của Streleski.

7.10.1. Xác định Mô đun đàn hồi có hiệu

Đặc trưng cuối cùng của từ biến $\varphi_k = 1,5$

Biến dạng đàn hồi của thép trong đoạn L khi có lực ép đơn vị đặt tại mức trọng tâm của bêtông :

$$\delta_{ST.C} = \frac{L}{E_S F_{ST}} + \frac{L Z^2_{C.ST}}{E_S I_{ST}} = 0,0000000063.$$

Biến dạng đàn hồi của bêtông trong đoạn L do lực đơn vị :

$$\delta_{C.C} = \frac{L}{E_C F_C} = 0,0000000006.$$

Tính $s_{kn} = \frac{F_C}{n_1}\left(\frac{1}{F_{ST}} + \frac{z^2_{C.ST}}{I_{ST}}\right) = 9,8174$

Hệ số $\alpha = 0,1297$; Hệ số $\beta = 1,2733$.

Mô đun đàn hồi có hiệu $E_{eff} = 120593,1905$.

Do đó hệ số $n_2 = 17,4$.

7.10.2. Đặc trưng hình học của tiết diện liên hợp có xét từ biến

Nội dung	Đơn vị	Giá trị
Tỷ số giữa mô đun đàn hồi của thép và BT (n_2)	cm	17,4
Diện tích tương đương	cm^2	618,4
Vị trí trọng tâm của tiết diện liên hợp không xét đến từ biến co ngót cách mép trên dầm thép về phía dưới	cm	30
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên dưới của dầm thép	cm	80
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên trên của dầm thép và biên dưới BT	cm	30
Khoảng cách từ trọng tâm dầm liên hợp đến biên trên của bêtông	cm	50
Mômen quán tính tiết diện liên hợp không kể từ biến co ngót	cm^4	1.418.524,984

7.10.3. Kiểm tra ứng suất pháp do tổ hợp chính

	Ứng suất			
	Dưới dầm thép	Trên dầm thép	Dưới bản bêtông	Trên bản bêtông
Giai đoạn 1	1.017,11	-1.452,69	0,00	0,00
Giai đoạn 2	598,71	-224,51	-12,90	-21,51
Hoạt tải	1.143,03	-153,19	-22,86	-58,04
Tổng ứng suất	2.758,85	-1.830,39	-35,76	-79,55
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

7.10.4. Kiểm tra với tổ hợp phụ

Bảng 7-26. Bảng tổng hợp ứng suất tổ hợp phụ 1

	Ứng suất (kg/cm^2)			
	Dưới dầm thép	Trên dầm thép	Dưới bản bêtông	Trên bản bêtông
Giai đoạn 1	1.017,11	-1.452,69	0,00	0,00
Giai đoạn 2	598,71	-224,51	-12,90	-21,51
Hoạt tải	866,86	-116,18	-17,34	-44,02
Δt = 30°	241,47	72,25	10,84	0,55
Co ngót	76,86	-297,22	9,21	4,11
Tổng US	2.801,01	-2.018,35	-10,19	-60,87
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

Bảng 7-27. Bảng tổng hợp ứng suất tổ hợp phụ 2

	Ứng suất (kg/cm^2)			
	Dưới dầm thép	Trên dầm thép	Dưới bản bêtông	Trên bản bêtông
Giai đoạn1	1.017,11	-1.452,69	0,00	0,00
Giai đoạn 2	598,71	-224,51	-12,90	-21,51
Hoạt tải	866,86	-116,18	-17,34	-44,02
$\Delta t = -15°$	-120,74	-36,12	-5,42	-0,28
Tổng US	2.361,94	-1.829,50	-35,66	-65,81
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

7.10.5. Kiểm tra ứng suất tiếp

Bảng 7-28. Bảng ghi kết quả tính ứng suất tiếp

Tải trọng	S (cm^3)	I (cm^4)	Q (t)		τ_{max}	
			Dầm 1	Dầm 2	Dầm 1	Dầm 2
Do tĩnh tải 1	6.086,20	550.622,53	20,61	20,61	126,56	126,56
Do tĩnh tải 2	13.359,90	1.418.524,98	27,05	11,41	141,53	59,70
Do hoạt tải	17.753,10	1.855.000,87	30,14	51,56	160,25	274,14
Tổng					428,34	460,40
Kết luận					Đạt	Đạt

Ta thấy max của $\tau_{max} = 460,40 < 0,6 \times (C' \times 0,6 \times R_0) = 972,00$ (kg/cm^2) như vậy không cần thiết phải kiểm tra ứng suất tương đương.

7.10.6. Tính toán neo

7.10.7. Lực trượt do co ngót

Bảng 7-29. Bảng tính lực trượt do co ngót

ε	S^C_{STC}	Y^c_{STC}	σ^{Sh}_C	T_{Sh} (kg)	t_{Sh}
0,0002	11.485,7	-40	6,66	33.300	532,8

7.10.8. Lực bóc ở đầu dầm

Bảng 7-30. Kết quả tính lực bóc do co ngót và thay đổi nhiệt độ không đều tại đầu dầm và biểu đồ phân bố

V_{Sh} (kg)	V_T (kg)	$V_{Sh} + V_T$ (kg)	$L_{bóc}$ (cm)	$Y_{bóc}$ (kg/cm)
5.328,00	4.144,00	9.472,00	31,25	606,208

Bảng 7-31. Lực trượt do tổ hợp chính 1

Tiết diện	Hoạt tải (dương)		Tĩnh tải 2 (n_{tt2}>1)		$\Sigma T_1 = T_{ht} + T_{tt2}$ (kg/cm)
	Q_{ht} (T)	T_{ht} (kg/cm)	Q_{tt2} (T)	T_{tt2} (kg/cm)	
Tại gối	51,56	477,08	27.05	219,19	696,27
Tại L/8	34,28	317,19	13.27	107,53	424,72
Tại L/4	27,32	252,79	8,85	71,71	324,50
Tại 3L/8	22,09	204,40	4,42	35,82	240,22
Tại L/2	17,20	159,15	0,00	0,00	159,15

Bảng 7-32. Tính số lượng neo theo tổ hợp chính 1

Đoạn	L_d (cm)	T (kg)	Số hàng neo tính	Số hàng neo chọn	Khoảng cách (cm)
Gối đến L/8	168.148,50	13,60	20	168.148,50	13,60
L/8 đến L/4	112.383,00	9,09	10	112.383,00	9,09
L/4 đến 3L/8	84.708,00	6,85	10	84.708,00	6,85
3L/8 đến L/2	59.905,50	4,85	6	59.905,50	4,85

Với cách tính tương tự như trên xác định được lực trượt và bố trí các neo theo các tổ hợp khác.

7.10.9. Tính toán độ võng

Độ võng do tĩnh tải tiêu chuẩn 1:

$$f_{tt1} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_S} = 5,83 \text{ cm}$$

Độ võng do tĩnh tải tiêu chuẩn 2:

$$f_{tt2} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I^c_{STC}} = 1,426 \text{ cm}$$

Độ võng do co ngót của bêtông bản:

$$f_{Sh} = \frac{\left(\sigma_{tr}^{Sh} + \sigma_{d}^{Sh}\right)}{h \times E_S} \times \frac{l^2}{8} = 1,166 \text{ cm}$$

Độ võng do đoàn xe H30:

$$f_{H30} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_{STC}} = 1,46 \text{ cm}$$

Độ võng do người:

$$f_{ng} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_{STC}} = 0,25 \ \text{cm}$$

Tổng độ võng do đoàn xe H30 và người: $f_{H30} + f_{ng} = 1,71$ cm

Độ võng do xe HK80:

$$f_{HK80} = \frac{5}{384} \times \frac{p_{tc} l^4}{E_S I_{STC}} = 2,65 \ \text{cm}$$

Độ võng do tĩnh tải: $f_{tt} = f_{tt1} + f_{tt2} + f_{Sh} = 8,42$ cm

Độ võng do hoạt tải: $f_h =$ 2,65 cm

Độ vồng cấu tạo tính: 105,40 mm

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Như Khải, Lê Đình Tâm. *Thiết kế cầu kim loại, tập I, II*. NXB Đại học và THCN - Hà Nội 1985.
2. Nguyễn Như Khải, Nguyễn Minh Hùng. *Cầu thép* (Phần giáo trình nâng cao). Tủ sách Sau Đại học, Trường Đại học Xây dựng 1997.
3. Polivanov.N.I. *Thiết kế cầu bê tông cốt thép và cầu thép trên đường ôtô*. Người dịch: Nguyễn Trâm, Nguyễn Như Khải. NXB Khoa học kỹ thuật. Hà nội 1979.
4. Lê Đình Tâm, Nguyễn Bình Hà. *Nghiên cứu dầm thép liên hợp với bản BTCT và vấn đề điều chỉnh ứng suất*. Báo cáo tại Hội nghị Khoa học công nghệ lần thư IX Trường Đại học Xây dựng.
5. Đào Xuân Lâm. *Phương hướng phát triển cầu liên hợp thép-BTCT ở Việt Nam*. Báo cáo tại Hội nghị ứng dụng cầu thép BTCT liên hợp- Hà nội 1983.
6. No 18 Projects Management Unit, Ministry of Transport, The Socialist Republic of VietNam. *National Highway No 18 Improvement Project - Section: Noi Bai to Bac Ninh*. march 2000.
7. Johnson R.P. Bruckby R.J. *Composite Structure of Steel and Concrete*, Volume 2. Bridge.
8. Wai-Fan Chen and Lian Duan...(2000), *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press, Boca Raton London New York Washington, DC.
9. Pechar J. *Composite Steel concrete Bridges- "Steel structures in Combination with concrete"*. 12th International Conference on Steel Structures Brno, 1979.
10. Е. Е. Гибшман. *Мосты с стальными балками, объединеными с железобетоной плитой*. Москва, Дориздат, 1952.
11. Н. Н. Стрелецкий. *Сталежелезобетонные мосты*. издателство транспорт. Москва, 1965

MỤC LỤC

Lời nói đầu 3

Chương I. Kết cấu nhịp thép liên hợp và ứng dụng vào ngành xây dựng cầu

1.1. Sự xuất hiện và phát triển của kết cấu nhịp thép Bêtông cốt thép liên hợp 5

1.2. Phân loại và các hình thức gây tạo, điều chỉnh ứng suất đối với kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp 6

1.3. So sánh về phương diện kinh tế - kỹ thuật kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp 9

Chương II. Cấu tạo kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp

2.1. Tiết diện ngang của kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp 10

2.2. Kết cấu nhịp thép BTCT thông thường 12

2.3. Kết cấu nhịp thép bêtông cốt thép liên hợp có sự gây tạo và điều chỉnh ứng suất 13

2.4. Kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp các hệ không phải là cầu dầm 17

2.5. Một số cầu có kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp 18

2.6. Neo liên kết bản BTCT với kết cấu thép 23

2.7. Sử dụng kết cấu nhịp thép BTCT liên hợp ở Việt nam 26

Chương III. Tính toán nội lực và biến dạng do tải trọng và ứng suất trước

3.1. Các giai đoạn làm việc và đặc điểm tính toán khi gây tạo và điều chỉnh ứng suất 28

3.2. Cùng tham gia làm việc của bêtông cốt thép và thép trong tiết diện liên hợp 33

3.3. Tính toán ảnh hưởng từ biến của bêtông và ép xít các mối nối bản lắp ghép 35

Chương IV. Tính toán tiết diện dưới tác dụng của tải trọng và lực ứng suất trước

4.1. Các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn về cường độ và các trường hợp tính toán của tiết diện 47

4.2. Công thức kiểm tra cường độ của tiết diện liên hợp thép bêtông cốt thép theo các trường hợp tính toán 50

4.3. Kiểm tra về mỏi tiết diện thép BTCT liên hợp 57
4.4. Kiểm tra nứt của tiết diện thép BTCT liên hợp 59

Chương V. Tính toán kết cấu nhịp liên hợp dưới tác dụng co ngót của bêtông và nhiệt độ thay đổi

5.1. Ảnh hưởng co ngót bêtông 60
5.2. Ảnh hưởng của nhiệt độ thay đổi 61
5.3. Xác định nội lực và ứng suất do co ngót của bêtông và nhiệt độ thay đổi 63
5.4. Kiểm tra cường độ và chống nứt của tiết diện có kể đến co ngót của bêtông và nhiệt độ thay đổi 69

Chương VI. Nội lực phát sinh giữa phần bêtông cốt thép thép và thép - Tính toán liên kết bản và dầm

6.1. Nội lực phát sinh giữa phần BTCT và thép 72
6.2. Tính toán liên kết giữa bản BTCT và dầm thép 74

Chương VII. Ví dụ tính toán cầu dầm thép liên hợp với BTCT

7.1. Số liệu cho 80
7.2. Tính đặc trưng hình học 81
7.3. Tính hệ số phân phối ngang 83
7.4. Tính Nội lực dầm chủ 84
7.5. Kiểm tra ứng suất trong dầm 90
7.6. Tính toán neo 92
7.7. Tính liên kết biên dầm với sườn dầm 99
7.8. Kiểm tra ổn định của dầm thép liên hợp với BTCT 101
7.9. Tính toán độ võng 101
7.10. Kiểm toán dầm có xét ảnh hưởng từ biến theo phương pháp bản mỏng 102